



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

MAIRON MIRANDA MARZOLA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA ESCAVADA
DE PEQUENO DIÂMETRO SUBMETIDA A
CARREGAMENTO HORIZONTAL EM SOLO NÃO
SATURADO**

CAMPINAS

2016

MAIRON MIRANDA MARZOLA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA ESCAVADA
DE PEQUENO DIÂMETRO SUBMETIDA A
CARREGAMENTO HORIZONTAL EM SOLO NÃO
SATURADO**

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO MAIRON MIRANDA MARZOLA E ORIENTADO PELO PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE.

ASSINATURA DO ORIENTADOR



CAMPINAS

2016

Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s): CAPES, 01-P-04376-2015

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

M369a Marzola, Mairon Miranda, 1992-
Análise do comportamento de estaca escavada de pequeno diâmetro submetida a carregamento horizontal em solo não saturado / Mairon Miranda Marzola. – Campinas, SP : [s.n.], 2016.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Estacas (Engenharia civil). 2. Análise numérica. 3. Método dos elementos finitos. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Analysis of the behavior of small diameter bored pile subjected to horizontal loading in unsaturated soil

Palavras-chave em inglês:

Piles (Civil engineering)

Numerical analysis

Finite element method

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

David de Carvalho

Osvaldo de Freitas Neto

Data de defesa: 15-12-2016

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTACA ESCAVADA
DE PEQUENO DIÂMETRO SUBMETIDA A
CARREGAMENTO HORIZONTAL EM SOLO NÃO
SATURADO**

Mairon Miranda Marzola

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
Presidente e Orientador/UNICAMP**

**Prof. Dr. David de Carvalho
UNICAMP**

**Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto
UFRN**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se
no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 15 de dezembro de 2016

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Elcy Marzola e Alcibaldo Miranda, a quem devo tudo na minha vida.

Aos meus irmãos Mauricio e Maria Del Carmen, pelo apoio, incentivo e amor incondicional.

Ao meu sobrinho Mauricio Jose, minha fonte de motivação e alegria.

AGRADECIMENTOS

A minha mãe Elcy, meu pai Alcibaldo, meu irmão Mauricio e minha irmã Maria Del Carmen, pela constante motivação e pelo indescritível apoio a pesar da distância, são a razão da minha vida.

Ao meu orientador Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, pela inestimável e valiosa amizade, pela paciência, pelos importantes conselhos e ensinamentos, pela confiança depositada em mim e a sua incalculável generosidade. A ele todo meu respeito e minha eterna gratidão.

À minha namorada e colega Olga Lucia, pelo amor, apoio e companhia ao longo desta importante e inesquecível etapa de nossas vidas.

Ao Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto e ao Prof. Dr. David de Carvalho, pelas importantes e valiosas sugestões realizadas no exame de qualificação que ajudaram ao bom desenvolvimento deste trabalho.

Aos técnicos do laboratório de Mecânica dos Solos e Estradas "Luiz Eduardo Meyer" José Benedito Cipriano e Reinaldo Leite e ao aluno Gustavo Macedo, pela valiosa ajuda na fase experimental desta pesquisa.

A Empresa Kassouf Engenharia e aos Engenheiros Roberto Kassouf e Clézio Leôncio Filho pelo auxílio na execução das estacas, blocos de coroamento e na montagem das provas de carga.

À empresa Teknier Engenharia e Tecnologia e especialmente aos Engenheiros Fabian Corgnier, Denis Lopes e André Silva pelo auxílio na montagem, aquisição e análise dos dados do inclinômetro.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo auxílio financeiro no projeto de pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro através da concessão da bolsa de mestrado.

Ao amigo Murilo Soares, pelo auxílio na revisão gramatical e ortográfica do texto.

Aos meus amigos Javier, Alejandro e Marcela, minha família no Brasil.

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento de uma estaca tipo escavada de pequeno diâmetro (0,3 m de diâmetro e 5 m de comprimento) submetida a provas de carga estática horizontal. Foram realizados dois ensaios com o solo nas condições natural e inundada com o intuito de avaliar a influência da variação do teor de umidade e sucção no comportamento da fundação. Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Mecânica dos Solos da Unicamp – FEC em que o subsolo é caracterizado por solo silto arenoso, colapsível e laterítico. O objetivo principal da pesquisa foi obter o comportamento carga *vs* deslocamento horizontal da estaca com o intuito de determinar o coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) na condição natural e inundada. Com base nestes dados foram confrontados e analisados os valores de carga horizontal última obtidos pelos métodos que empregam a curva carga *vs* deslocamento, com aqueles obtidos pelos métodos clássicos para avaliação de carga última. Foram realizadas análises numéricas utilizando o software PLAXIS 3D Foundation (versão 1.1), que é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando as duas condições do solo (natural e inundada) e utilizando o Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb como modelo constitutivo. Dos resultados dessa modelagem obtiveram-se valores de carga última e coeficiente de reação horizontal que posteriormente foram confrontados com os obtidos experimentalmente. Foram geradas curvas *p-y* para diferentes profundidades utilizando dois métodos, a fim de verificar a concordância entre eles com os resultados obtidos em campo. É importante ressaltar que através de um inclinômetro foram feitas leituras de deslocamentos ao longo da profundidade da estaca para cada estágio de carga e nas duas condições estudadas (natural e inundada), esses deslocamentos foram comparados com aqueles obtidos a partir das análises numéricas.

Palavras chave: Prova de carga estática horizontal, análise numérica, coeficiente de reação horizontal, Método dos Elementos Finitos (MEF), curvas *p-y*.

ABSTRACT

The objective of this work was to evaluate the behavior of a small diameter bored pile (0.3 m diameter and 5 m long) subjected to horizontal static load tests. Two tests were carried out on soil under natural and flooded conditions in order to evaluate the influence of water content variation and suction variation on the foundation behavior. The tests were carried out in the Experimental Site of Soil Mechanics at Unicamp - FEC where the subsoil is characterized by sandy silt, collapsible and lateritic soil. The main objective of the research was to obtain the behavior horizontal load *vs* displacement of the pile to determine the horizontal reaction coefficient of soil (n_h) in natural and flooded conditions. Based on these data, the values of the ultimate horizontal load obtained by the methods that used the load *vs* displacement curve were compared with those obtained by the classical methods for the evaluation of ultimate load. Numerical analysis was performed by using PLAXIS 3D Foundation software (version 1.1), which is based on the Finite Element Method (FEM), considering both soil conditions (natural and flooded) and using the Elastic Perfectly Plastic Model with Mohr-Coulomb Failure Surface as a constitutive model. Values of ultimate load and horizontal reaction coefficient were obtained from the results of the previously mentioned modeling and they were then compared with those experimentally obtained. *p-y* curves were generated for different depths by using two methods, in order to verify the concordance between them with the results obtained in the field. It is important to point out that, displacement readings were taken along pile depth for each loading stage and in the two conditions studied (natural and flooded) by using an inclinometer. These displacements were compared with those ones obtained from the numerical analyzes.

Keywords: Horizontal static load test, numerical analysis, horizontal reaction coefficient, Finite Element Method (FEM), *p-y* curves.

RESUMEN

El objetivo de este trabajo fue evaluar el comportamiento de un pilote excavado de pequeño diámetro (0,3 m de diámetro y 5 m de largo) sobre el cual se realizaron pruebas de carga estática horizontal. Fueron realizados dos ensayos con el suelo en las condiciones natural e inundada con el objetivo de evaluar la influencia de la variación de la humedad y la succión en el comportamiento de la fundación. Los ensayos fueron realizados en el Campo Experimental de Mecánica de Suelos de la Unicamp – FEC en el que el subsuelo es caracterizado por suelo silto arenoso, colapsable y laterítico. El principal objetivo de la investigación fue obtener el comportamiento carga *vs* desplazamiento horizontal del pilote con el objetivo de determinar el coeficiente de reacción horizontal del suelo (n_h) en la condición natural e inundada. Con base en estos datos fueron confrontados y analizados los valores de carga horizontal última obtenidos por medio de los métodos que emplean la curva carga *vs* desplazamiento, con aquellos obtenidos a través de los métodos clásicos de evaluación de carga última. Fueron realizados análisis numéricos utilizando el software PLAXIS 3D Foundation (versión 1.1), que se basa en el Método de los Elementos Finitos (MEF), teniendo en cuenta las dos condiciones del suelo (natural e inundada) y utilizando el modelo Elástico Perfectamente Plástico con Superficie de Ruptura de Mohr-Coulomb como modelo constitutivo. A partir de los resultados numéricos se obtuvieron valores de carga última y coeficientes de reacción horizontal que posteriormente fueron comparados con los obtenidos experimentalmente. Fueron determinadas curvas p - y para diferentes profundidades utilizando dos métodos, con el fin de verificar la concordancia entre estos con los resultados obtenidos en campo. Es importante destacar que a través de un inclinómetro se realizaron lecturas de desplazamientos a lo largo de la profundidad del pilote para cada etapa de carga y en las dos condiciones estudiadas (natural e inundada), estos desplazamientos se compararon con los obtenidos a partir del análisis numérico.

Palabras clave: Prueba de carga estática horizontal, análisis numérico, coeficiente de reacción horizontal, Método de los Elementos Finitos (MEF), curvas p - y .

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Execução da estaca escavada com equipamento mecânico (FUNDESP, 2006).	34
Figura 2.2– a) Efeitos da execução de estacas escavada sobre a terreno e evolução; (b) das tensões horizontais; (c) da umidade (junto ao fuste) com o tempo, em estaca escavada com lama (VELLOSO E LOPES, 2010).	35
Figura 2.3– Provas de carga em estacas (GALVAN, 2001).	36
Figura 2.4– Etapas de uma prova de carga (GALVAN, 2001).	37
Figura 2.5– Curvas carga vs tempo e deslocamento vs tempo de uma estaca com; a) carregamento incremental lento; b) carregamento incremental rápido (VELLOSO E LOPES, 2010).	39
Figura 2.6– Curvas carga vs tempo e deslocamento vs tempo de uma estaca usando o; a) critério de deformação controlada; b) método do equilíbrio (VELLOSO E LOPES, 2010).	40
Figura 2.7– Diferença entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989).	42
Figura 2.8– Reação do solo numa estaca submetida a uma força horizontal: a) situação real; b) modelada pela hipótese de Winkler (VELLOSO E LOPES, 2010).	45
Figura 2.9– Conversão da pressão a carga linear (ALONSO, 1989).	47
Figura 2.10– Variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade para: (a) argilas pré-adensadas (b) areias e argilas normalmente adensadas (ALONSO, 1989).	48
Figura 2.11– Determinação de Coeficiente de Reação Horizontal do Solo (U.S.NAVY, 1962).	51
Figura 2.12– Analogia entre uma estaca carregada horizontalmente e uma viga (VELLOSO E LOPES, 2010).	52
Figura 2.13– Estaca carregada lateralmente (CINTRA, 1982).	53
Figura 2.14– Curva de reação do solo vs deslocamento horizontal para a determinação do módulo de reação secante e tangente (CINTRA, 1982).	54
Figura 2.15– Diagramas representativos do método de Miche (1930) (VELLOSO E LOPES, 2010).	56
Figura 2.16– Gráfico para a determinação do momento fletor máximo Miche (1930) (VELLOSO E LOPES, 2010).	57
Figura 2.17– Princípio da superposição de efeitos (CINTRA, 1982).	59
Figura 2.18– Esquema de tubulão ou estaca curta, método russo (ALONSO, 1989).	64
Figura 2.19– Decomposição do deslocamento y_t (KOCISIS, 1971).	67
Figura 2.20– Decomposição do deslocamento y_t (MIGUEL E CINTRA, 1996).	68
Figura 2.21– Efeito do carregamento lateral em estacas (SOUSA, 2006).	69
Figura 2.22– Esquema de uma estaca carregada horizontalmente método de Brinch-Hansen (1961) (VELLOSO E LOPES, 2010).	70

Figura 2.23– Coeficientes K_q e K_c de Brinch-Hansen (1961) (VELLOSO E LOPES, 2010).	71
Figura 2.24– Mecanismo de ruptura segundo Broms (1964) de estacas curtas: a) com topo livre; b) com topo engastado; e distribuição de pressões e diagrama de momento fletor para estacas curtas: c) com topo livre em solo argiloso; d) com topo engastado em solo argiloso; e) com topo livre em solo arenoso; f) com topo engastado em solo arenoso (VELLOSO E LOPES, 2010).	74
Figura 2.25– Mecanismos de ruptura, distribuição de pressões e diagramas de momento fletor segundo Broms (1964) para estacas longas: a) com topo livre em solo argiloso; b) com topo engastado em solo argiloso; c) com topo livre em solo arenoso; d) com topo engastado em solo arenoso (VELLOSO E LOPES, 2010).	75
Figura 2.26– Distribuição provável e adotada das reações últimas do solo de uma estaca isolada com cabeça livre em solo coesivo (BROMS, 1964a).	76
Figura 2.27– Resistência lateral última em solos coesivos: a) estacas curtas; b) estacas longas (BROMS, 1964a).	78
Figura 2.28– Resistência lateral última em solos não-coesivos: a) estacas curtas; b) estacas longas (BROMS, 1964b).	81
Figura 2.29– Esquema estático de uma estaca com topo livre carregada transversalmente (POULOS E DAVIS, 1980).	82
Figura 2.30– Determinação de K_c para solos puramente coesivos (POULOS E DAVIS, 1980).	85
Figura 2.31– Variação do coeficiente K_{br} em função de L/D e o ângulo de atrito efetivo (DAS, 2006).	86
Figura 2.32– Curva p-y típica (SOUSA, 2006).	88
Figura 2.33– Curvas p-y em profundidade (SOUSA, 2006).	89
Figura 2.34– Modelo de ruptura do solo para pequenas profundidades (REESE et al., 1974).	90
Figura 2.35– Modelo de ruptura do solo para grandes profundidades (REESE et al., 1974).	91
Figura 2.36– Curva p-y típica para estacas em solos arenosos (REESE et al., 1974).	92
Figura 2.37– Gráficos dos coeficientes empíricos A e B (REESE et al., 1974).	93
Figura 2.38– Coeficientes C_1 , C_2 , C_3 em função do ângulo de atrito do solo (ϕ') (API, 1993).	95
Figura 2.39– Coeficiente de reação horizontal em função do ângulo de atrito do solo (ϕ') e a densidade relativa (API, 1993).	96
Figura 2.40– Solução gráfica do método de Van der Veen (1953) (ZAMMATARO, 2007).	99
Figura 2.41– Gráfico de rigidez e ruptura física numa estaca (DÉCOURT, 2008).	100
Figura 2.42– Gráfico de rigidez e ruptura convencional numa sapata (DÉCOURT, 2008).	101
Figura 2.43– Relação tensão vs deformação do Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb.	105

Figura 3.1– Localização Campo Experimental na Unicamp (Fonte: Google Earth, acessado em março de 2016).....	117
Figura 3.2– Principais formações geológicas da região de Campinas (SCALLET, 2011).	118
Figura 3.3– Localização dos ensaios de campo e poço de coleta de amostras.....	119
Figura 3.4– Variações das frações granulométricas em função da profundidade com e sem defloculante (GON, 2011).	121
Figura 3.5– Valores máximos, mínimos e médios obtidos do ensaio SPT (RODRIGUEZ, 2013).....	123
Figura 3.6– Valores máximos, mínimos e médios obtidos do ensaio SPT-T (RODRIGUEZ, 2013).	123
Figura 3.7– Valores máximos, mínimos e médios da resistência de ponta (q_c) obtidos dos ensaios de CPT mecânico (RODRIGUEZ, 2013).	124
Figura 3.8– Valores máximos, mínimos e médios da resistência de atrito lateral (f_s) obtidos dos ensaios de CPT mecânico (RODRIGUEZ, 2013).....	124
Figura 3.9– Curva de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial, para um metro de profundidade (papel filtro) (GON, 2011).	125
Figura 3.10– Curva de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial, para dos metros de profundidade (papel filtro) (GON, 2011).	126
Figura 3.11– Curva de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial, para três metros de profundidade (papel filtro) (GON, 2011).	126
Figura 3.12– Parâmetros médios do perfil geotécnico do Campo Experimental da FEC-Unicamp (GARCIA, 2015).....	127
Figura 3.13– Localização da estaca teste e do bolo de reação.	128
Figura 3.14– Equipamento de perfuração.	129
Figura 3.15– Inserção da armadura com tubo de inclinômetro.	129
Figura 3.16– Concretagem da estaca.....	130
Figura 3.17– Bomba manual, macaco hidráulico e transdutores de deslocamento (LVDT).....	131
Figura 3.18– Torpedo sensor e sistema de aquisição de dados do inclinômetro.....	131
Figura 3.19– Sistema de aquisição de dados Quantum 840X.	132
Figura 3.20– Esquema geral da montagem da prova de carga.	133
Figura 3.21– Montagem da prova de carga.	134
Figura 3.22– Distribuição dos nós (●) e pontos de tensão (x) do elemento volumétrico tipo cunha.	136
Figura 3.23– Dimensão da malha de elementos finitos.....	137
Figura 3.24– Corpos de prova de concreto instrumentados (GARCIA, 2015).	139
Figura 3.25– Perspectiva do modelo final com o solo na condição natural.	142
Figura 3.26– Perspectiva do modelo final com o solo na condição inundada.	143

Figura 3.27– Divisão de uma estaca em segmentos e nós para a aplicação do método das diferenças finitas.....	144
Figura 4.1– Curva carga vs deslocamento horizontal com o solo na condição natural.....	146
Figura 4.2– Curva carga vs deslocamento horizontal com o solo na condição inundada.	147
Figura 4.3– Curvas carga vs deslocamento horizontal nas duas condições do solo.....	148
Figura 4.4– Resultados da análise numérica com o solo na condição natural.	150
Figura 4.5– Resultados da análise numérica com o solo na condição inundada.	150
Figura 4.6– Curva carga vs deslocamento horizontal da análise numérica com o solo na condição natural.	151
Figura 4.7– Curva carga vs deslocamento horizontal da análise numérica com o solo na condição inundada.	151
Figura 4.8– Curvas carga vs deslocamento horizontal das análises numéricas nas duas condições do solo.	152
Figura 4.9– Curvas carga vs deslocamento horizontal da análise numérica e experimental com o solo na condição natural.	154
Figura 4.10– Curvas carga vs deslocamento horizontal da análise numérica e experimental com o solo na condição inundada.	155
Figura 4.11– Deslocamento horizontal incremental em profundidade da prova de carga com o solo na condição natural.	157
Figura 4.12– Deslocamento horizontal acumulado em profundidade da prova de carga com o solo na condição natural.	158
Figura 4.13– Deslocamento horizontal incremental em profundidade da prova de carga com o solo na condição inundada.....	159
Figura 4.14– Deslocamento horizontal acumulado em profundidade da prova de carga com o solo na condição inundada.....	160
Figura 4.15– Deslocamentos horizontais em profundidade para cargas de 14, 28 e 39 kN nas duas condições do solo.	161
Figura 4.16– Deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica com o solo na condição natural.	163
Figura 4.17– Deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica com o solo na condição inundada.....	164
Figura 4.18– Deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica para cargas de 10, 25 e 39 kN nas duas condições do solo.	165
Figura 4.19– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.55 completa.....	169
Figura 4.20– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.55 completa.	169

Figura 4.21– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.58.	170
Figura 4.22– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.58.....	170
Figura 4.23– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.54.	171
Figura 4.24– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.54.....	171
Figura 4.25– Curvas de n_h vs y_0 obtidas da prova de carga com o solo na condição natural.	172
Figura 4.26– Curvas de n_h vs y_0 obtidas da prova de carga com o solo na condição inundada.	173
Figura 4.27– Curvas de n_h vs y_0 das duas condições analisadas.	174
Figura 4.28– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.55 completa.....	177
Figura 4.29– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.55 completa.	177
Figura 4.30– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.58.	178
Figura 4.31– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.58.....	178
Figura 4.32– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.54.	179
Figura 4.33– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.54.....	179
Figura 4.34– Valores de n_h máximos e mínimos obtido em cada curva para o solo na condição natural.	180
Figura 4.35– Curvas de n_h vs y_0 obtidas da análise numérica com o solo na condição inundada.	181
Figura 4.36– Curvas de n_h vs y_0 das duas condições analisadas na análise numérica.....	182
Figura 4.37– Curva p-y da prova de carga para profundidade de 0,5 m.	193
Figura 4.38– Curvas p-y para profundidade de 0,5 m.	194
Figura 4.39– Curvas p-y para profundidade de 1,0 m.	195
Figura 4.40– Curvas p-y para profundidade de 1,5 m.	195
Figura 4.41– Curvas p-y para profundidade de 2,0 m.	196
Figura 4.42– Curvas p-y para profundidade de 3,0 m.	196
Figura 4.43– Curvas p-y para profundidade de 4,0 m.	197
Figura 4.44– Curvas p-y para profundidade de 4,5 m.	197
Figura 4.45– Curvas obtidas através do método de Reese et al. (1974) para diferentes profundidades.	198
Figura 4.46– Curvas obtidas através do método API (1993) para diferentes profundidades.	198
Figura 4.47– Comparação das curvas p-y obtidas dos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) com a curva p-y da prova de carga.....	200
Figura 4.48– Variação em profundidade das reações últimas do solo (p_u) obtidas pelo método de Reese et al. (1974).	205
Figura 4.49– Valores médios das cargas últimas obtidas pelos métodos de extrapolação e teóricos.	207
Figura 4.50– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile.....	208

Figura 4.51– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile considerando a primeira camada do solo como argila.	209
Figura 4.52– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile com parâmetro de ângulo de atrito ajustado.....	210
Figura 4.53– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile com parâmetro de coesão ajustado.....	211

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Comparação entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989).	42
Tabela 2.2- Comparação entre hipótese de Winkler e meio contínuo elástico (PRAKASH E SHARMA, 1990).	46
Tabela 2.3- Valores de n_h para areias em MN/m ³ (TERZAGHI, 1955).	50
Tabela 2.4- Valores de n_h para areias secas e saturadas em MN/m ³ (DÉCOURT, 1991).	50
Tabela 2.5- Valores de K para placas quadradas em argila pré-adensada (TERZAGHI, 1955).	51
Tabela 2.6- Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez (DAVISSON, 1970).	55
Tabela 2.7- Valores dos coeficientes propostos por Hetenyi (1946).	58
Tabela 2.8- Valores dos coeficientes adimensionais do método proposto por Matlock e Reese (1961).	61
Tabela 2.9- Deslocamento horizontal no topo da estaca para solos coesivos (BROMS, 1964a).	62
Tabela 2.10- Deslocamento horizontal no topo da estaca para solos não coesivos (BROMS, 1964b).	62
Tabela 2.11- Coeficientes n_1 e n_2 (BROMS, 1964a).	63
Tabela 2.12- Coeficientes de capacidade de carga (DAS, 2006).	87
Tabela 2.13- Valores representativos de n_h para areias (REESE et al., 1974).	94
Tabela 2.14- Carga de ruptura dos pares de estacas ensaiadas com o solo na condição natural (MIGUEL, 1996).	110
Tabela 2.15- Carga de ruptura dos pares de estacas ensaiadas com o solo na condição inundada (MIGUEL, 1996).	111
Tabela 2.16- Valores de n_h obtidos (MIGUEL, 1996).	111
Tabela 2.17- Valores de n_h obtidos para os diferentes tipos de estaca e nas quatro condições do solo (Miranda Júnior, 2006).	113
Tabela 2.18- Valores de carga de ruptura das estacas ensaiadas (ZAMMATARO, 2007).	114
Tabela 3.1- Índices físicos e parâmetros de resistência modificados por Freitas Neto (2013) (GON, 2011).	120
Tabela 3.2- Variação em profundidade dos limites de consistência (GON, 2011).	122
Tabela 3.3- Classificação do solo através dos ensaios CPT (GARCIA, 2015).	125
Tabela 3.4- Resultados dos ensaios de resistência à compressão (GARCIA, 2015).	139
Tabela 3.5- Parâmetros do solo e do concreto usados na modelagem numérica.	140
Tabela 3.6- Valores típicos de R_{inter} (PÉREZ MORE, 2003).	142
Tabela 4.1- Cargas e deslocamentos atingidos em cada prova de carga.	148

Tabela 4.2- Variação de carga e deslocamento nas duas provas de carga.....	149
Tabela 4.3- Variação de carga e deslocamento nas duas análises numéricas.....	153
Tabela 4.4- Deslocamentos máximos atingidos em cada modelo da análise numérica.	153
Tabela 4.5- Deslocamentos em profundidade para cargas de 14 e 28 kN.....	162
Tabela 4.6- Deslocamentos em profundidade para cargas de 10 e 25 kN.....	166
Tabela 4.7- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva para o solo na condição natural.	172
Tabela 4.8- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva para o solo na condição inundada.	173
Tabela 4.9- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h calculados a partir das diferentes expressões.	175
Tabela 4.10- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h após a inundação do solo.....	176
Tabela 4.11- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva de n_h vs y_0 para o solo na condição natural.....	180
Tabela 4.12- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva para o solo na condição inundada.	181
Tabela 4.13- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h obtidos da análise numérica e calculados a partir das diferentes expressões.	183
Tabela 4.14- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h após considerar a inundação do solo na análise numérica.....	183
Tabela 4.15- Comparação dos valores máximos e mínimos de n_h obtidos da análise experimental e numérica.....	184
Tabela 4.16- Valores de n_h calculados para cada expressão nas duas condições do solo.	186
Tabela 4.17- Variação dos valores de n_h em relação às expressões usadas.....	186
Tabela 4.18- Valores de n_h calculados a partir da expressão 2.58 com valores de y_0 fornecidos pelo inclinômetro.	187
Tabela 4.19- Variação dos valores de n_h para cada expressão após a inundação do solo.	188
Tabela 4.20- Valores de n_h calculados para cada expressão nas duas condições do solo.	189
Tabela 4.21- Variação dos valores de n_h em relação às expressões usadas.....	189
Tabela 4.22- Variação dos valores de n_h para cada expressão após a inundação do solo.	190
Tabela 4.23- Comparação dos valores de n_h obtidos da análise experimental e numérica, para cada expressão e condição do solo analisada.	190
Tabela 4.24- Cargas para atingir deslocamentos de 6 mm e 12 mm nas duas análises realizadas.....	191
Tabela 4.25- Valores da reação do solo (p) e deslocamento horizontal (y) para uma profundidade de 0,5 m.....	192

Tabela 4.26- Variação dos valores das reações horizontais últimas para cada profundidade.	199
Tabela 4.27- Carga última da estaca ensaiada para as duas condições do solo.....	201
Tabela 4.28- Carga última da estaca analisada para as duas condições do solo modeladas.	202
Tabela 4.29- Comparação das cargas últimas obtidas da análise numérica e experimental.....	203
Tabela 4.30- Classificação das estacas em relação a cada método e condição do solo analisada.....	204
Tabela 4.31- Cargas últimas pelos métodos de Broms (1964b) e Meyerhof (1995).....	205
Tabela 4.32- Cargas últimas pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993).	206
Tabela 4.33- Comparação das cargas últimas obtidas pelos métodos de Broms (1964b) e Meyerhof (1995) com as calculadas pelos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993).....	206

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

API – American Petroleum Institute;

CPT – Cone Penetration Test, Ensaio de Cone;

CRP – Constant Rate of Penetration Test;

CW – Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado com Umidade Constante;

DIN – Deutsches Institut für Normung (Instituto Alemão para Normatização);

EESC – Escola de Engenharia de São Carlos;

FEC – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da UNICAMP;

LVDT – Linear Variable Differential Transformer;

MEF – Método dos Elementos Finitos;

NBR – Norma Brasileira;

OTR – Organização Técnica Riuniti;

PC – Prova de Carga;

SPT (N_{SPT}) – Standard Penetration Test – Sondagem de simples reconhecimento.

UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas;

USP – Universidade de São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

ALFABETO ROMANO

A – Coeficiente dependente da compacidade relativa da areia;

A – Fator que depende do tipo de carregamento (API, 1993);

A – Área da seção transversal da estaca nos métodos de Davisson (1972) e da NBR 6122/2010;

A_a – Área da seção útil de aço em planta;

A_b – Área da base do tubulão ou estaca;

A_c – Área da seção útil de concreto em planta;

A_s , A_c , B_s , B_c – Coeficientes empíricos que variam em função do tipo de carregamento e a profundidade (REESE *et al.*, 1974);

A_λ , B_λ , C_λ e D_λ – Coeficientes adimensionais de Hetenyi (1946), que variam em função da profundidade;

a – Interseção com o eixo das ordenadas da reta obtida no gráfico r/Q vs r no método de Chin (1970);

b – Coeficiente angular da reta obtida no gráfico r/Q vs r no método de Chin (1970);

c – Coesão do solo;

c' – Coesão efetiva do solo;

c_a – Adesão;

c_{inter} – Coesão do solo reduzida pela interface solo-estrutura;

C_H^y e C_M^y – Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961) para os deslocamentos horizontais;

C_H^S e C_M^S – Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961) para a rotação da estaca;

C_H^M e C_M^M – Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961) para o momento fletor ao longo da estaca;

C_H^P e C_M^P – Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961) para a reação do solo ao longo da estaca;

C_H^Q e C_M^Q – Coeficientes adimensionais de Matlock e Reese (1961) para o cortante ao longo da estaca;

C_1 – Coeficiente angular da reta no método de Hansen (1963);

C_2 – Intercepto no eixo das ordenadas, quando o ponto (0,80. Qu; 0,25. ru) estiver próximo à curva carga vs recalque no Hansen (1963);

C_1, C_2, C_3 – Coeficientes em função do ângulo de atrito do solo (API, 1993);

D, B, d – Diâmetro da estaca;

D_b – Diâmetro da base do tubulão ou estaca;

D_f – Diâmetro do fuste do tubulão ou estaca;

e – Distância do ponto de aplicação da carga até a superfície do terreno;

e' – Distância vertical acima do ponto de aplicação da carga horizontal;

E – Módulo de deformabilidade da estaca;

E_a – Módulo de deformabilidade do aço;

E_c – Módulo de deformabilidade do concreto;

E_p – Módulo de deformabilidade composto;

E_s – Módulo de deformabilidade do solo;

$E.I$ – Rigidez flexional da estaca;

E_{50} – Módulo de deformabilidade secante, correspondente a 50% da tensão de ruptura;

E_{ur} – Módulo de deformabilidade nas trajetórias de descarga e recarga;

E_{oed} – Módulo de deformabilidade edométrico, que representa a rigidez a compressão unidimensional;

$E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}, E_{ur}^{ref}$ – Módulos de referência correspondentes a valores de σ'_1 e σ'_3 iguais a uma tensão de referência, p'_{ref} ;

f_{ck} – Resistência característica à compressão;

f_s – Resistência de atrito lateral obtida do ensaio de CPT;

FS – Fator de segurança;

$\{F_g\}$ – Vetor carregamento global;

g – Distância entre a profundidade da seção onde ocorre o momento fletor máximo e a ponta da estaca;

G – Módulo cisalhante do solo;

H, H_0, P, Q – Carga horizontal aplicada no topo da estaca;

H_{adm} – Carga horizontal admissível;

H_u, Q_u, R – Carga horizontal última;

H_z – Cortante a uma profundidade determinada do fuste do tubulão ou estaca;

IP – Índice de plasticidade;

K – Módulo de reação horizontal do solo;

K – Módulo de compressibilidade volumétrica definido na lei de Hooke generalizada;
 K_a – Coeficiente de empuxo ativo de Rankine;
 K_h – Coeficiente de reação horizontal do solo. Notação usada para argilas pré-adensadas;
 K_{br} – Coeficiente de pressão neta resultante do solo;
 K_c – Fator de resistência horizontal no método de Poulos e Davis (1980);
 K_l – Coeficiente de reação horizontal na base do tubulão ou estaca;
 K_p – Coeficiente de empuxo passivo de Rankine;
 K_q e K_c = Coeficientes de empuxo de terra de Hansen (1961);
 K_r – Rigidez relativa da estaca;
 K_{s1} – Coeficiente de reação vertical para placas de 1 pé² (30 x 30 cm);
 K_v – Coeficiente de reação vertical do solo da base do tubulão ou estaca;
 K_0 – Coeficiente de empuxo em repouso de Rankine;
 \bar{K}_{sl} – Coeficiente de recalque para placa quadrada de 0,305m de lado;
 $[K_g]$ – Matriz de rigidez global;
 l – Profundidade da base do tubulão ou estaca;
 L – Comprimento da estaca;
 L_e – Comprimento efetivo das estacas longas;
 LC – Limite de contração;
 LL – Limite líquido;
 LP – Limite plástico;
 M, M_0 – Momento fletor no topo da estaca;
 M_H – Momento devido à força no topo da estaca;
 M_M – Momento devido ao momento fletor no topo da estaca;
 $M_{m\acute{a}x}$ – Momento fletor máximo;
 M_u – Momento de ruptura da estaca;
 M_z – Momento fletor a uma profundidade determinada do fuste do tubulão ou estaca;
 n – Porosidade;
 n – Número de parcelas consideradas no cálculo pelo método de Brinch-Hansen (1961);
 n_h – Coeficiente de reação horizontal do solo. Notação normalmente usada para areias ou argilas normalmente adensadas;

n_1 e n_2 – Coeficientes em função da coesão não drenada da argila e material da estaca coesivos (MÉTODO DE BROMS, 1964a, 1964b);

N_q – Coeficiente de capacidade de carga em função do ângulo de atrito;

p – Reação do solo;

p_a – Pressão atmosférica (aproximadamente 100 kN/m²);

p_H – Reação do solo devido à força no topo da estaca;

p_l – Pressão limite obtida através de ensaios de Pressiômetro (MEYERHOF, 1995);

p_L – Tensão transferida ao solo na ponta da estaca;

p_m – Resistência horizontal média do solo por unidade de comprimento;

p_M – Reação do solo devido ao momento no topo da estaca;

p_s – Resistência horizontal última teórica do solo por unidade de comprimento (REESE *et al.*, 1974);

p_{sd} – Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para grandes profundidades (REESE *et al.*, 1974);

p_{sl} – Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para pequenas profundidades (REESE *et al.*, 1974);

p_u – Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento;

p_u – Distribuição da resistência horizontal do solo;

p_u – Máxima tensão transferida ao solo no método de Poulos e Davis (1980);

P_u – Carga horizontal resultante para cada secção de cálculo pelo método de Brinch-Hansen (1961);

p_{ud} – Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para grandes profundidades (API, 1993);

p_{us} – Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para pequenas profundidades (API, 1993);

P_{zu} – Tensão horizontal ao longo do fuste da estaca;

p_0 – Tensão transferida ao solo na cabeça da estaca;

p'_{ref} – Tensão de referência geralmente considerada igual a 100 kPa;

q – Tensão horizontal;

Q – Esforço cortante;

q_c – Resistência de ponta obtida do ensaio de CPT;

Q_H – Cortante devido à força no topo da estaca;

Q_M – Cortante devido ao momento no topo da estaca;

R – Fator de rigidez relativa para argilas pré-adensadas;

R – Rigidez definida pelo método da rigidez de Décourt (1996, 2008);

R_c – Resistência à compressão do concreto;

R_f – Razão de atrito lateral;

R_{inter} – Fator multiplicativo que reduz a resistência ao longo da interface solo-estrutura;

S – Rotação;

S_H – Rotação devido à força no topo da estaca;

S_M – Rotação devido ao momento no topo da estaca;

S_r – Grau de saturação;

S_u, c_u – Resistência não drenada do solo;

S_0 – Rotação na cabeça da estaca em relação à superfície do terreno;

T – Fator de rigidez relativa para areias ou argilas normalmente adensadas;

w – Umidade natural;

y, r – Deslocamento horizontal da estaca;

y_H – Deslocamento devido à força no topo da estaca;

y_m – Deslocamento correspondente à resistência horizontal média do solo;

y_M – Deslocamento devido ao momento no topo da estaca;

y_t – Deslocamento total da estaca;

y_u – Deslocamento correspondente à resistência horizontal última do solo;

y_0 – Deslocamento horizontal ao nível do terreno;

y_1 – Parcela do deslocamento horizontal devido à rotação, S_0 ;

y_2 – Parcela do deslocamento horizontal devido ao momento gerado pela excentricidade da carga;

y_3 – Parcela do deslocamento horizontal devido à distância e' ;

z – Profundidade de análise;

$z_{máx}$ – Profundidade da seção do fuste do tubulão ou estaca em que ocorre o momento fletor máximo;

z_r – Profundidade do ponto de rotação da estaca;

z_0 – Profundidade de giro do tubulão ou estaca ou profundidade do momento fletor máximo;

ALFABETO GREGO

α – Ângulo que relaciona o índice de vazios da areia, $\alpha = \phi/2$;

α – Coeficiente de forma no método de Van der Veen (1953);

α – Rotação do tubulão ou estaca (Método russo);

β – Ângulo obtido da teoria de Rankine para empuxo passivo, $\beta = 45 + \phi/2$;

β – Ângulo da vertical com a reta tangente ao diagrama de reação do solo (MICHE, 193);

β – Fator para classificar as estacas quanto à flexibilidade para solos coesivos (MÉTODO DE BROMS, 1964a, 1964b);

γ – Peso específico do solo;

γ' – Peso específico efetivo do solo;

γ_c – Peso específico do concreto;

γ_d – Peso específico seco;

γ_{nat} – Peso específico natural do solo;

γ_s – Peso específico dos sólidos;

γ_{sat} – Peso específico saturado do solo;

ϵ_r – Deformação radial do corpo de prova de concreto;

ϵ_v – Deformação vertical do corpo de prova de concreto;

ν – Coeficiente de Poisson;

ν_c – Coeficiente de Poisson do concreto;

ν_s – Coeficiente de Poisson do solo;

λ – Coeficiente de comprimento relativo da estaca;

$\sigma_{a,b}$ – Pressões na base do tubulão ou estaca;

σ'_a – Pressão horizontal na base do tubulão ou estaca;

σ_s – Tensão admissível do solo de apoio da estrutura;

σ'_{vz} – Tensão vertical efetiva na profundidade z abaixo da superfície;

σ_z – Pressão uma profundidade determinada do fuste do tubulão ou estaca;

$\sigma_{z\max}$ – Pressão máxima ao longo do fuste do tubulão ou estaca;

σ'_1 – Tensão principal maior;

σ'_3 – Tensão principal menor;

τ – Resistência ao cisalhamento;

ϕ – Ângulo de atrito do solo;

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo do solo;

ϕ_{inter} – Ângulo de atrito interno do solo reduzido pela interface solo-estrutura;

Δy – Deslocamento horizontal no topo do tubulão ou estaca;

Δz – Deslocamento vertical no topo do tubulão ou estaca;

$\{\delta_g\}$ – Vetor de deslocamentos nodais global;

η – Fator para classificar as estacas quanto à flexibilidade para solos não coesivos (MÉTODO DE BROMS, 1964a, 1964b);

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	31
1.1 Objetivos da pesquisa.....	31
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	33
2.1 Classificação das estacas	33
2.1.1 Estacas escavadas	34
2.1.2 Execução da estaca escavada	34
2.1.3 Principais efeitos na execução das estacas escavadas	34
2.2 Provas de carga em estacas	36
2.2.1 Prova de carga estática	37
2.2.1.1 Critério de Carga controlada	38
2.2.1.2 Critério de deformação controlada	39
2.2.1.3 Método do equilíbrio.....	40
2.2.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico	40
2.3 Estacas carregadas transversalmente.....	41
2.3.1 Generalidades	41
2.3.2 Modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo	44
2.3.2.1 Coeficiente e módulo de reação horizontal do solo.....	46
2.3.2.2 Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade	47
2.3.2.3 Valores típicos do coeficiente de reação horizontal do solo	49
2.3.2.4 Equacionamento do problema da estaca carregada horizontalmente	52
2.3.2.5 Rigidez relativa estaca-solo.....	54
2.3.2.6 Métodos para a solução de estacas longas.....	56
2.3.2.7 Métodos para a solução de estacas curtas.....	63
2.3.3 Determinação do coeficiente de reação horizontal (n_h) em provas de carga.....	66
2.3.4 Capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente.....	69
2.3.4.1 Método de Brinch-Hansen (1961).....	70

2.3.4.2	Método de Broms (1964a, 1964b).....	73
2.3.4.3	Método de Poulos e Davis (1980)	82
2.3.4.4	Método de Meyerhof (1995)	85
2.3.5	Curvas p-y	88
2.3.5.1	Método de Reese et al. (1974).....	90
2.3.5.2	Método do American Petroleum Institute (1993).....	95
2.3.6	Métodos de interpretação da curva carga vs deslocamento.....	97
2.3.6.1	Van der Veen (1953)	98
2.3.6.2	Método da Rigidez (Décourt, 2008).....	99
2.4	Método dos elementos finitos	101
2.4.1	Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb 104	
2.4.2	Modelo Elástico Linear	105
2.4.3	Hardening Soil Model	106
2.5	Solos tropicais	107
2.6	Trabalhos realizados sobre o tema no Estado de São Paulo.....	110
2.6.1	Miguel (1996).....	110
2.6.2	Del Pino Júnior (2003)	112
2.6.3	Miranda Júnior (2006).....	112
2.6.4	Zammataro (2007).....	114
2.6.5	Kassouf (2012)	115
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	117
3.1	Campo Experimental.....	117
3.1.1	Geologia local	118
3.1.2	Geotecnia local.....	119
3.2	Estaca teste	127
3.3	Provas de carga horizontal	130
3.3.1	Montagem e equipamentos.....	130

3.3.2	Tipos de provas de carga e condições do solo.....	134
3.4	Análise numérica.....	135
3.5	Análise através do software RSPile	143
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	146
4.1	Curvas Carga vs Deslocamento Horizontal.....	146
4.1.1	Provas de carga.....	146
4.1.2	Análise numérica.....	149
4.1.3	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	154
4.2	Deslocamentos horizontais em profundidade.....	156
4.2.1	Provas de carga.....	156
4.2.2	Análise numérica.....	162
4.2.3	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	166
4.3	Curvas de coeficiente de reação horizontal vs deslocamento horizontal na superfície (n_h vs y_0)	167
4.3.1	Provas de carga.....	168
4.3.2	Análise numérica.....	176
4.3.3	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	184
4.4	Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h)	185
4.4.1	Provas de carga.....	185
4.4.2	Análise numérica.....	188
4.4.3	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	190
4.5	Definição das curvas p-y	191
4.5.1	Prova de carga	192
4.5.2	Método de Reese et al. (1974) e American Petroleum Institute (1993)	193
4.6	Determinação da carga horizontal última.....	200
4.6.1	Determinação da carga horizontal última através da curva carga vs deslocamento....	201
4.6.1.1	Prova de carga	201
4.6.1.2	Análise numérica.....	202

4.6.2	Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	202
4.6.3	Determinação da carga horizontal última teórica	203
4.6.4	Comparação entre os métodos de extrapolação da curva carga vs recalque e os métodos teóricos	207
4.7	Análise através do software RSPile	207
5.	CONCLUSÕES	212
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	214

1. INTRODUÇÃO

O solo e os elementos de fundação são partes fundamentais ao analisar o comportamento de uma estrutura. Quando o solo de uma fundação tem pouca resistência é necessário transmitir as cargas a uma camada de maior profundidade, sendo necessário o emprego das fundações profundas para transmitir as cargas a níveis mais profundos e resistentes. Entre os tipos de fundação profunda podemos citar as estacas; conforme a NBR 6122/2010, as estacas são definidas como: “elemento de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário”, e são classificadas de acordo com o material, o processo executivo e o seu funcionamento.

São diversas e frequentes as situações da engenharia nas quais os elementos de fundação estão submetidos a esforços horizontais, como por exemplo: pontes, edifícios altos, torres de transmissão, estruturas localizadas em zonas de atividade sísmica, entre outros. Embora estas situações ocorram com frequência, são pouco estudadas e em muitos casos são adotados parâmetros obtidos em outros estudos, além daqueles disponíveis na literatura desprezando a heterogeneidade e o comportamento particular de cada tipo de solo. O cálculo de estacas carregadas horizontalmente é feito utilizando modelos matemáticos simplificados que reduzem a complexidade do problema real. O conceito mais utilizado é o da Teoria da Reação do Solo, que permite estimar a proporcionalidade entre a reação e o deslocamento do solo por meio de um fator conhecido como coeficiente de reação horizontal (n_h). Este parâmetro é de difícil determinação matemática, porém pode ser obtido através de provas de carga.

Neste trabalho são apresentados e analisados os resultados de provas de carga horizontal realizados em uma estaca escavada de 0,3 m de diâmetro e 5 m de comprimento com o solo na condição natural e inundada, executadas no Campo Experimental de Mecânica dos Solos da FEC /Unicamp, com o objetivo de avaliar o comportamento da estaca e analisar a influência da variação das condições do solo.

1.1 Objetivos da pesquisa

- ✓ Obter as curvas carga vs deslocamento a partir das provas de carga para as duas condições do solo (natural e inundada);

- ✓ Obter o coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) através do modelo proposto por Matlock & Reese (1961) para as duas condições estudadas (natural e inundada);
- ✓ Determinar a carga horizontal última através dos métodos teóricos de Broms (1964) e Meyerhof (1995) (modelagem matemática) e comparar os resultados com os valores obtidos através de dois métodos de interpretação da curva carga vs deslocamento desenvolvidos para estacas ensaiadas a compressão (VAN DER VEEN, 1953 e o método da Rigidez), verificando sua validade.
- ✓ Realizar análises numéricas utilizando o software PLAXIS 3D Foundation, ferramenta baseada no método dos elementos finitos (MEF), a fim de obter os valores de carga última e coeficiente de reação horizontal, e compará-los com os resultados experimentais.
- ✓ Obter os deslocamentos ao longo da profundidade por meio de modelagem numérica e comparar os resultados com os deslocamentos em profundidade obtidos através da inclinometria.
- ✓ Gerar as curvas p - y ao longo da profundidade através dos métodos de Reese *et al.* (1974) e American Petroleum Institute (1993).
- ✓ Comparar o comportamento da estaca teste com os resultados obtidos através do software RSPile (Rocscience).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordadas as principais temáticas ligadas ao presente trabalho de investigação e aos ensaios e trabalhos experimentais realizados. Serão tratados os conceitos referentes às estacas escavadas, às provas de carga, ao cálculo de capacidade de carga horizontal das estacas e às diferentes teorias ligadas ao cálculo do coeficiente de reação horizontal do solo.

2.1 Classificação das estacas

As estacas podem ser classificadas segundo diferentes critérios. De acordo com suas características físicas podem ser distribuídas segundo o material de fabricação, entre os quais tem-se o concreto, o aço e a madeira como os mais comuns, e de acordo as condições de trabalho ou procedimentos construtivos, que separam as estacas segundo as condições do solo e seu comportamento ao serem executadas (nível de deslocamento) como:

- a. "de deslocamento", onde temos as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente), e
- b. "de substituição", onde temos as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo é removido para abrir o espaço a ocupar pela estaca (VELLOSO E LOPES, 2010).

Terzaghi e Peck (1967) fizeram uma classificação na qual agruparam as estacas em três tipos:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis: também chamadas estacas de compactação, transferem a maior parte da carga por atrito lateral.
- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade: Transferem ao solo as cargas aplicadas por atrito lateral, mas não produzem compactação notável do solo.
- Estacas de ponta: Transferem as cargas a uma camada de solo resistente situada abaixo da ponta da estaca.

2.1.1 Estacas escavadas

São as estacas executadas por uma perfuração ou escavação no terreno (com retirada de material) que, em seguida, é preenchida com concreto. A execução pode ser feita com materiais e ferramentas especiais e as escavações podem ter suportes nas paredes ou não, o suporte é normalmente um revestimento ou algum fluido estabilizante. As perfurações não suportadas só são permitidas em solos argilosos e acima do lençol de água, natural ou rebaixado (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.1.2 Execução da estaca escavada

A execução deste tipo de estacas consiste na perfuração manual ou com equipamentos mecânicos até uma profundidade determinada, para posteriormente inserir as armações e finalizar com o lançamento do concreto no furo. No caso em que a escavação seja feita mecanicamente com trado, antes do início da perfuração o equipamento deve estar nivelado e bem posicionado, e numa profundidade de aproximadamente 2 m o trado é retirado sem girar com a finalidade de fazer uma limpeza manual da hélice. Apresenta-se na Figura 2.1 a sequência geral da execução de uma estaca escavada com equipamento mecânico.

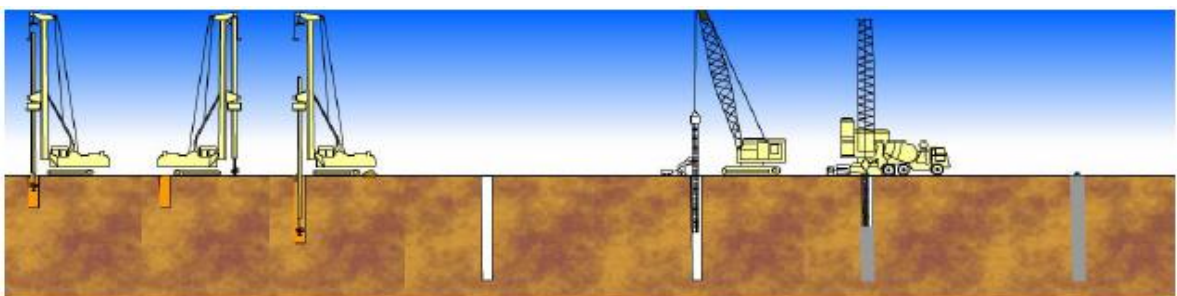


Figura 2.1– Execução da estaca escavada com equipamento mecânico (FUNDESP, 2006).

2.1.3 Principais efeitos na execução das estacas escavadas

Embora a execução de uma estaca escavada não afete as condições do solo tanto quanto uma estaca cravada (CLAYTON E MILITITSKY, 1981) é de conhecimento comum que a execução

das estacas escavadas podem causar uma descompressão do terreno, todavia, a magnitude da descompressão, dependerá do tipo de suporte (revestimento). No primeiro caso se situam as estacas executadas sem suporte, em que a descompressão é pronunciada. No segundo caso as estacas com revestimento, nas quais dependendo do tipo, o alívio de tensões será maior ou menor. No caso do uso de camisas metálicas, que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, o alívio é muito reduzido. Em situações do emprego de fluido ou lama estabilizante, se apresenta uma região amolgada ou plastificada de pequena espessura e uma região maior onde as tensões são reduzidas (Figura 2.2a) (VELLOSO E LOPES, 2010).

É importante ressaltar que o alívio de tensões não ocorre instantaneamente, pois todos os processos que envolvem os solos incluem migração de água e comportamento viscoso, assim, quanto menos tempo decorrer entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor a descompressão e, conseqüentemente, menor a deterioração das características do solo. Na Figura 2.2b pode-se observar a evolução das tensões horizontais e da umidade (junto ao fuste) com o tempo, em estaca escavada com auxílio de lama. O gráfico de umidade (Figura 2.2c) indica que, quanto menos tempo a escavação permanecer aberta, antes da concretagem, menor será o aumento de umidade do solo por migração de água da lama para o solo (VELLOSO E LOPES, 2010).

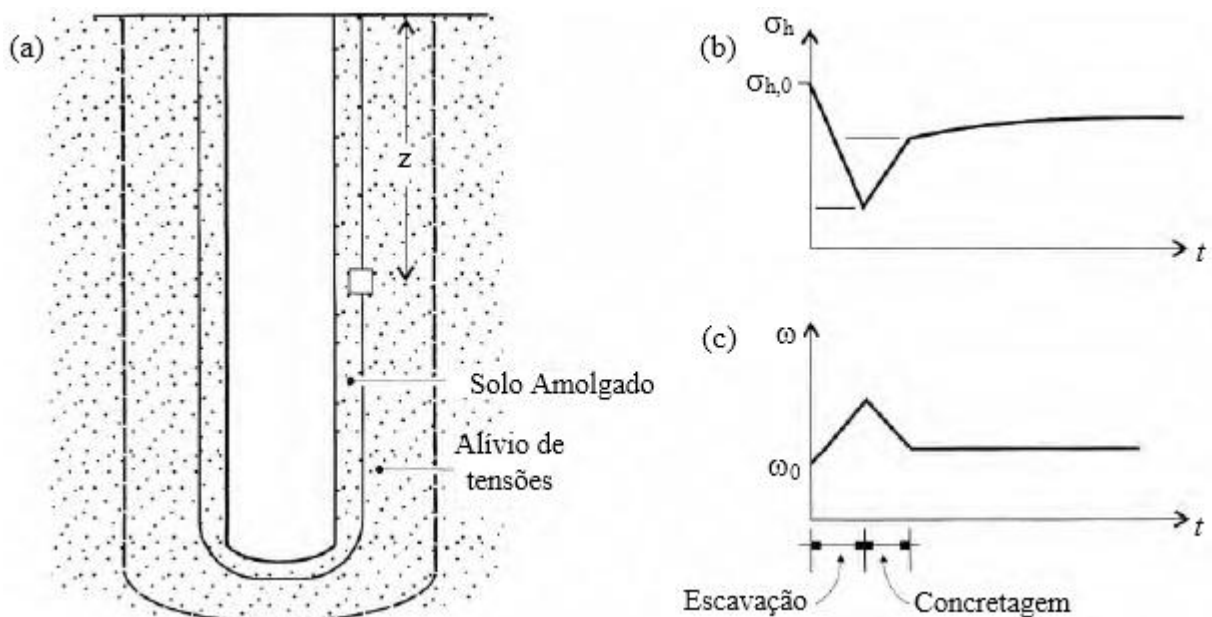


Figura 2.2– a) Efeitos da execução de estacas escavada sobre a terreno e evolução; (b) das tensões horizontais; (c) da umidade (junto ao fuste) com o tempo, em estaca escavada com lama (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.2 Provas de carga em estacas

Uma prova de carga é uma medição feita em campo da capacidade de carga (vertical ou horizontal) de um elemento de fundação. A análise teórica da capacidade de carga destes elementos está ligada a aproximações na teoria do comportamento estaca-solo e dificuldades na definição do comportamento mecânico do solo, o que gera discrepâncias com a situação real. A descrição anterior leva à recomendação de fazer provas de carga para determinar a escala real do comportamento solo-estrutura.

Os objetivos mais importantes das provas de carga são (GALVAN, 2001):

- Determinar a capacidade de carga vertical ou horizontal;
- Definir de forma confiável o comprimento necessário das estacas de atrito;
- Experimentar os procedimentos construtivos projetados para a fabricação das estacas.

Para atingir os objetivos anteriores as provas de cargas devem ser realizadas simulando as mesmas condições climáticas e de carga sobre as quais trabalhará normalmente a estaca.

As provas de carga podem ser classificadas primeiramente de acordo ao tipo de carregamento aplicado, que pode ser estático ou dinâmico, e de acordo ao sentido da carga aplicada, que pode ser vertical ou lateral, segundo o tipo de análise e estudo realizado (Figura 2.3).

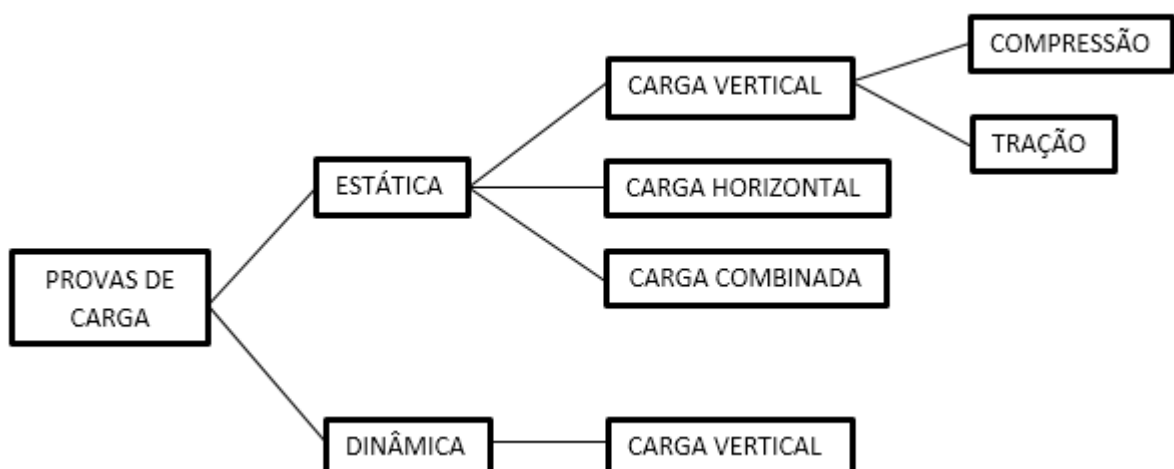


Figura 2.3– Provas de carga em estacas (GALVAN, 2001).

Uma prova de carga é composta por várias etapas antes da sua execução, entre as quais inicialmente está a definição dos objetivos que se querem atingir com a realização dos ensaios e a escolha do tipo de ensaio. Entre as etapas mais importantes está o projeto do ensaio, nesta etapa analisa-se o sistema de reação, os equipamentos de aplicação de carga e os dispositivos de medição. Na Figura 2.4 são mostradas sequencialmente, as etapas mais importantes de uma prova de carga. É importante ressaltar que antes destas etapas são necessárias informações prévias, como os projetos preliminares da fundação e as investigações geotécnicas do local de pesquisa.

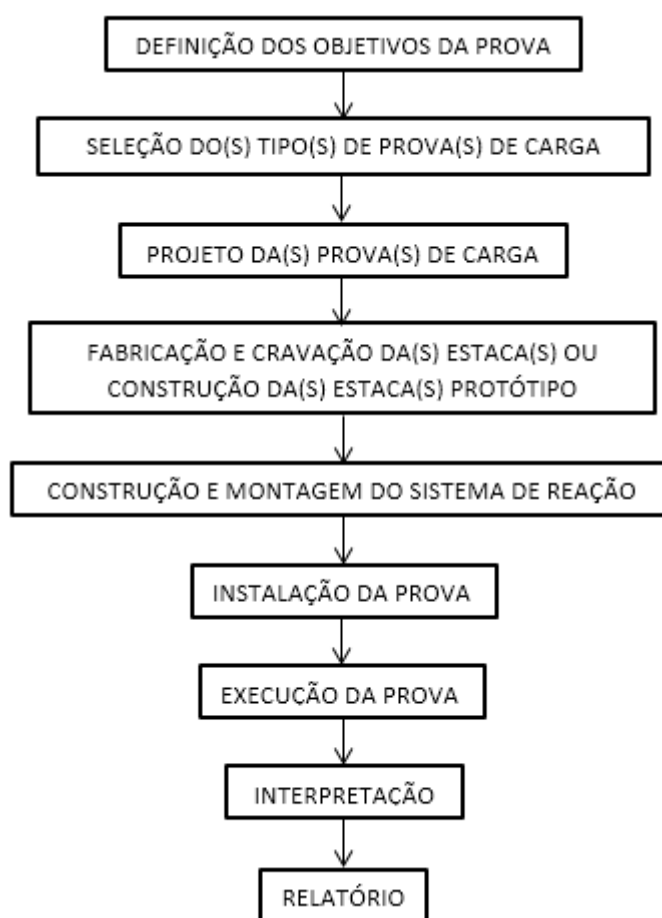


Figura 2.4— Etapas de uma prova de carga (GALVAN, 2001).

2.2.1 Prova de carga estática

A Prova de Carga Estática é um dos ensaios mais tradicionais para a determinação da capacidade de carga e deslocamento de estacas. Este ensaio consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços

aplicados podem ser axiais de tração, compressão ou transversais, ou combinados em alguns casos de análise. No Brasil as provas de carga estáticas estão normatizadas pela norma NBR 12131/2006, embora antes da criação desta norma as provas de carga eram normatizadas segundo a norma alemã (DIN 1054/1940) ou o código de Boston (1944). A mesma NBR 12131/2006 recomenda que toda obra com mais de 100 estacas tenha, pelo menos, uma prova de carga estática. A aplicação da carga pode ser feita de acordo a três critérios ou métodos: Carga controlada, deformação controlada e método do equilíbrio.

2.2.1.1 Critério de Carga controlada

Este tipo de prova é o mais aplicado e consiste em aplicar a carga em incrementos seguindo alguns dos seguintes procedimentos:

- a) **Carga incremental lenta:** Os incrementos de carga são aplicados até a estabilização ou até que o deslocamento gerado seja igual a um valor mínimo predefinido. Como uma estabilização completa só seria atingida com tempos elevados, a norma permite que o deslocamento estabilizado seja aquele referente a aquele que não ultrapasse 5% do deslocamento entre o deslocamento referente ao estágio de carga lido e 50% do tempo (Figura 2.5a). Este tipo de ensaio aproxima-se melhor ao carregamento que tem as estacas sob as estruturas mais comuns, como prédios e pontes (VELLOSO E LOPES, 2010).
- b) **Carga incremental rápida:** Os incrementos de carga são mantidos até um tempo preestabelecido, geralmente 10 ou 15 minutos. Os deslocamentos devem ser lidos no início e no final do estágio (Figura 2.5b). Este procedimento é aplicado normalmente quando o ensaio necessita ser executado de forma rápida, por necessidade de projeto ou por questões de cronograma da obra.
- c) **Carga cíclica:** São aplicados ciclos repetitivos de carga e descarga, e que variam entre um valor mínimo e um valor máximo que geralmente é o dobro do mínimo. Cada nível de carga é mantido o tempo necessário até que o deslocamento se estabilize.

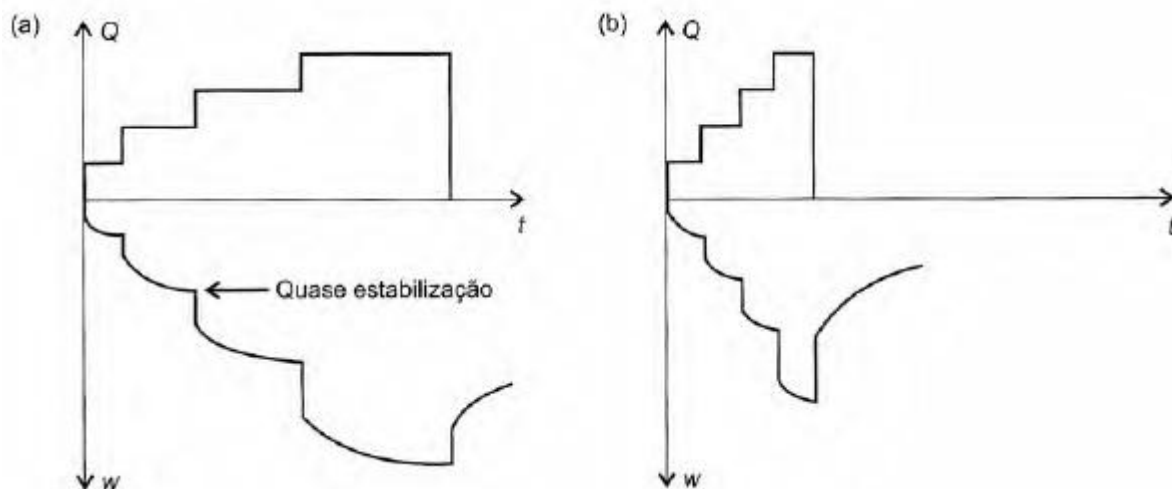


Figura 2.5– Curvas carga vs tempo e deslocamento vs tempo de uma estaca com; a) carregamento incremental lento; b) carregamento incremental rápido (VELLOSO E LOPES, 2010).

Chik *et al.* (2012) analisaram a influência do tipo de carregamento (rápido ou lento) no comportamento de estacas carregadas horizontalmente em solos coesivos e não coesivos. Os autores concluíram que a resposta da estaca (deslocamento e pressão lateral do solo) é afetada pela intensidade da carga horizontal e principalmente pelo tempo de aplicação da carga. Em comparação com a estaca em solo arenoso, a estaca no solo coesivo é mais resistente nos estágios iniciais de carga (carga rápida) e, pelo efeito da dissipação da poropressão, fica menos resistente com o tempo (carga de longa duração).

2.2.1.2 Critério de deformação controlada

Este tipo de prova consiste em variar a carga aplicada controlando que os deslocamentos induzidos ou a velocidade de penetração sejam constantes. Neste caso é necessário um sistema de carga hidráulica (Figura 2.6a). Um dos métodos de deformação controlada mais utilizados é o ensaio de velocidade de penetração constante (constant rate of penetration test ou CRP), no qual, para o carregamento, usa-se um macaco que recebe óleo a uma vazão constante através de uma bomba elétrica.

2.2.1.3 Método do equilíbrio

Este método foi proposto por Mohan *et al.* (1967) e consiste em deixar a carga relaxar (sem bombear mais o macaco) até que não se observem mais deslocamentos ou variações de carga, após de atingir a carga de estágio e mantê-la constante (aproximadamente 15 min). Pode-se observar que esse equilíbrio é atingido em um tempo relativamente curto. Assim, a carga atingida no estágio (carga de equilíbrio) corresponde a um deslocamento estabilizado (Figura 2.6b) (VELLOSO E LOPES, 2010).

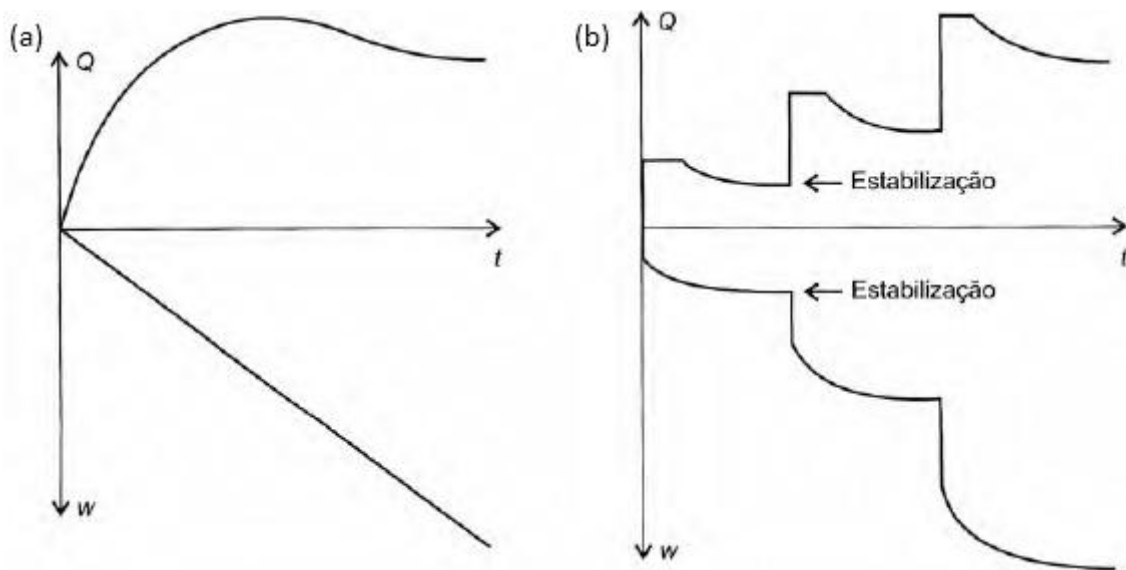


Figura 2.6— Curvas carga vs tempo e deslocamento vs tempo de uma estaca usando o; a) critério de deformação controlada; b) método do equilíbrio (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.2.2 Ensaio de Carregamento Dinâmico

A prova de carga dinâmica, também chamado de ensaio de carregamento dinâmico, consiste na medição eletrônica do comportamento de uma estaca durante a cravação. Depois do impacto do martelo uma onda mecânica viaja até a ponta da estaca com velocidade constante que depende das propriedades do material. O monitoramento da transmissão da onda longitudinal ao longo do eixo da estaca é feito usando as fórmulas dinâmicas e os métodos que usam a equação da onda. O método foi desenvolvido no ano 1964 nos Estados Unidos, na Universidade de Case Western sob a direção de G. G. Goble, como uma maneira de medir e analisar a resposta dinâmica de uma estaca de dimensões e material conhecido submetida a cargas dinâmicas

produzidas pelo processo de cravação. Em geral conhecendo a propagação da onda causada pelo impacto, caracterizada pela variação da força com o tempo, é possível definir a resistência dinâmica das estacas e prever sua resistência sob solicitações estáticas.

As vantagens que oferece este tipo de prova são:

- * O tempo total de execução da prova é de poucas horas (geralmente de 2 a 3 horas), com resultados preliminares imediatos.
- * É verificada a integridade da estaca identificando as fissuras e fraturas causadas durante a cravação.
- * É determinada a eficiência do martelo usado na cravação, através da medição da energia transmitida à estaca durante o processo.
- * Pela rapidez na execução este método permite diminuir ou aumentar o número de estacas do projeto com oportunidade, assim como corrigir as dimensões das mesmas (GALVAN, 2001).

No Brasil o ensaio de carregamento dinâmico é regulamentado e normatizado pela norma NBR 13208/2007.

2.3 Estacas carregadas transversalmente

2.3.1 Generalidades

As estacas de acordo com seu uso podem estar submetidas a diferentes solicitações simultâneas (Esforços verticais, horizontais e momentos fletores) e a diferentes tipos de carregamento (estático, cíclico ou dinâmico). Segundo De Beer (1977) as estacas carregadas transversalmente podem ser classificadas em ativas ou passivas segundo a relação entre o carregamento e o deslocamento.

As estacas ativas são as que transmitem ao solo esforços horizontais devido à ação de cargas externas, no caso contrário, nas estacas passivas, os esforços horizontais ao longo do fuste são gerados pela componente horizontal decorrente do movimento do solo que as envolve. Em

resumo, nas estacas ativas, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal o efeito, enquanto que nas estacas passivas, o deslocamento é a causa e o carregamento ao longo do fuste o efeito.

Exemplos de estacas ativas são as usadas na fundação de muros de arrimo, de edifícios ou torres de energia expostas às cargas de vento, enquanto que o caso mais comum de estacas passivas é quando junto a estas são executados aterros ou escavações.

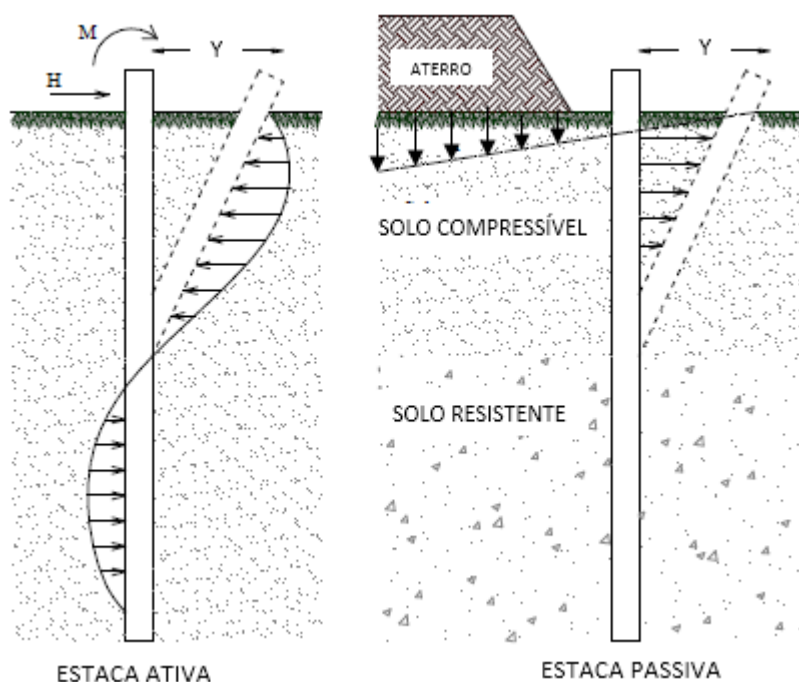


Figura 2.7– Diferença entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989).

As diferenças existentes entre esses tipos de estacas obrigam a utilizar diferentes tratamentos matemáticos na análise, as principais diferenças são mostradas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1- Comparação entre estacas ativas e passivas (ALONSO, 1989).

	Estacas ativas	Estacas passivas
Intensidade e ponto de aplicação das cargas	Conhecidos <i>a priori</i>	Não conhecidos <i>a priori</i>
Ponto de atuação das cargas	Num só plano (carregamento à superfície)	Ao longo da parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve a estaca	Há deslocamento no lado contrário ao do movimento da estaca (efeito de arco)	O solo está sempre em contato com a estaca (não há efeito de arco)

Na presença de solicitações horizontais podem adotar-se dois critérios fundamentais para o projeto:

- Projeto por carga lateral última, adotando um fator de segurança adequado contra a falha.
- Projeto segundo a deformação lateral máxima permissível, sob as cargas de trabalho, analisando os deslocamentos e rotações provocados pelos esforços horizontais.

Geralmente o critério segundo o deslocamento é o que governa, já que está associado à funcionalidade da estrutura, e em muitos casos a carga admissível obtida é muito menor do que a carga última (MIER, 2001). Desta maneira no dimensionamento de fundações em estacas sob carregamentos horizontais, o critério para projeto não é a capacidade de carga horizontal última, mas sim o deslocamento máximo ou, em alguns casos pré-fixado, que esta pode atingir (POULOS E DAVIS, 1980).

No projeto de uma fundação submetida a carregamentos horizontais é necessário calcular os deslocamentos horizontais e obter diagramas de esforço cortante e momento fletor, o que envolve análises tridimensionais de difícil modelagem matemática (MIGUEL, 1996), e é por isso que surgem os métodos baseados em hipóteses simplificadas.

A análise do comportamento de estacas submetidas a cargas laterais (previsão de deslocamentos, rotações e esforços gerados na estaca) pode ser desenvolvida por meio de quatro linhas de abordagens (FAN E LONG, 2005):

- Modelos baseados em equilíbrio limite;
- Modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo;
- Modelos elásticos;
- Modelos baseados no método dos elementos finitos (MEF).

Todos os modelos acima mencionados possuem vantagens e desvantagens. Os modelos de equilíbrio limite prevêem uma forma de deslocamento da estaca. Este deslocamento pode ser de translação, rotação de toda a estaca ou de parte dela, em função da estaca ser considerada como curta ou longa. Posteriormente, com o comportamento da estaca definida, faz-se o equilíbrio de tensões atuantes na face da estaca (ARAÚJO, 2013).

Os modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo consideram a hipótese proposta em 1867 por Winkler, na qual é possível simular o comportamento do solo submetido a esforços horizontais por um conjunto de molas independentes.

Os modelos elásticos consideram o solo como um meio contínuo elástico. A teoria da elasticidade, estudada por Poulos (1971), embora seja de fácil aplicação para determinar os deslocamentos, seu uso é dificultado pela variação dos parâmetros do solo com o nível de solicitações.

Os modelos baseados no método dos elementos finitos (MEF) são mais sofisticados e calculam as deformações e esforços laterais através de modelos tridimensionais desenvolvidos por meio de ferramentas computacionais.

Para a análise de deslocamentos e deformações geralmente são usados os modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo e os modelos elásticos. No seguinte item serão descritos os modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo devido ser o objeto da pesquisa.

2.3.2 Modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo

No estudo das estacas carregadas transversalmente um aspecto muito importante é a reação do solo, ou seja, como o solo reage ao receber as cargas da estaca. Daí o problema da estaca carregada lateralmente é um estudo da interação solo-estrutura onde estão envolvidas características primordiais como o tipo de solo, as propriedades físicas e mecânicas do solo, a rigidez e geometria da estaca e o tipo de solicitação (estática, dinâmica, cíclica).

Numa estaca com uma carga horizontal H no topo, à medida que a carga cresce, crescem também os deslocamentos e a reação do solo até atingir a ruptura da estaca, do solo ou deslocamentos maiores aos desejados. No desenvolvimento dos diferentes métodos de análise o solo pode ser representado de duas formas:

- I. O solo é substituído por uma série de molas, idênticas, aqui horizontais e independentes entre si, é uma extensão das considerações da hipótese de Winkler do estudo das vigas de fundação (Figura 2.8b).
- II. O solo é considerado como um meio contínuo elástico caracterizado por um módulo de Young e um coeficiente de Poisson.

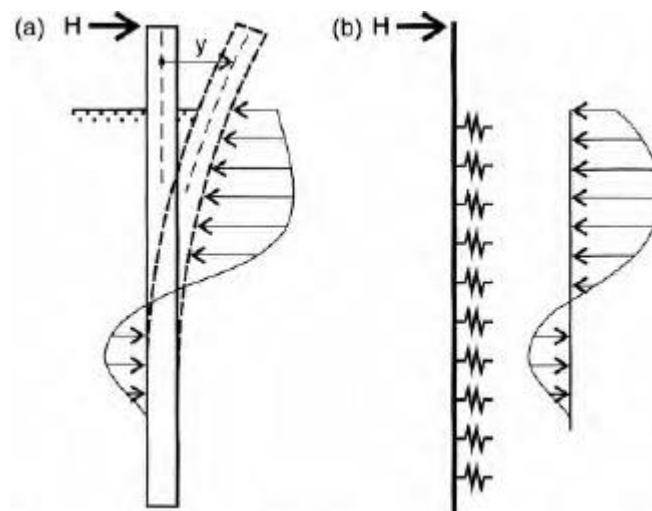


Figura 2.8– Reação do solo numa estaca submetida a uma força horizontal: a) situação real; b) modelada pela hipótese de Winkler (VELLOSO E LOPES, 2010).

De acordo com Prakash e Sharma (1990), as representações do solo descritas anteriormente têm vantagens e desvantagens. Algumas delas são apresentadas na Tabela 2.2.

Como o solo ao redor de uma estaca carregada horizontalmente é solicitado em compressão de um lado e em tração do outro, do lado tracionado o solo tende a não acompanhar a estaca (os solos não resistem normalmente a tração). Assim, o modelo do meio elástico contínuo não representa adequadamente o solo na vizinhança de uma estaca sob carga horizontal. Além disso, o modelo de Winkler é mais utilizado na prática e, portanto, há uma maior experiência no seu uso (PRAKASH E SHARMA, 1990).

Tabela 2.2- Comparação entre hipótese de Winkler e meio contínuo elástico (PRAKASH E SHARMA, 1990).

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Winkler	É relativamente simples	Ignora a continuidade do solo
	Pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado.	O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.
	É usado na prática há muito tempo.	
Meio contínuo elástico	É uma hipótese mais realista.	É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo a elas correspondentes.
	Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	Requer mais experiências de campo.

2.3.2.1 Coeficiente e módulo de reação horizontal do solo

Considerando a hipótese de Winkler descrita anteriormente, na qual é possível simular o comportamento do solo submetido a esforços horizontais por um conjunto de molas independentes, é possível considerar uma proporcionalidade entre a reação do solo e o deslocamento do ponto em análise.

É assim como Terzaghi (1955) através da hipótese do Winkler definiu a relação entre a tensão horizontal e o deslocamento com o conceito do coeficiente de reação horizontal do solo, representado na seguinte expressão: tensão

$$K_h = \frac{\text{tensão horizontal}}{\text{deslocamento}} = \frac{q}{y} \quad [F \cdot L^{-3}] \quad (2.1)$$

Atualmente é mais usada uma notação que relaciona a reação do solo p (em unidades de força por comprimento da estaca), e o deslocamento horizontal (Figura 2.9). Esta relação é denominada módulo de reação horizontal:

$$K = \frac{p}{y} \quad [F \cdot L^{-2}] \quad (2.2)$$

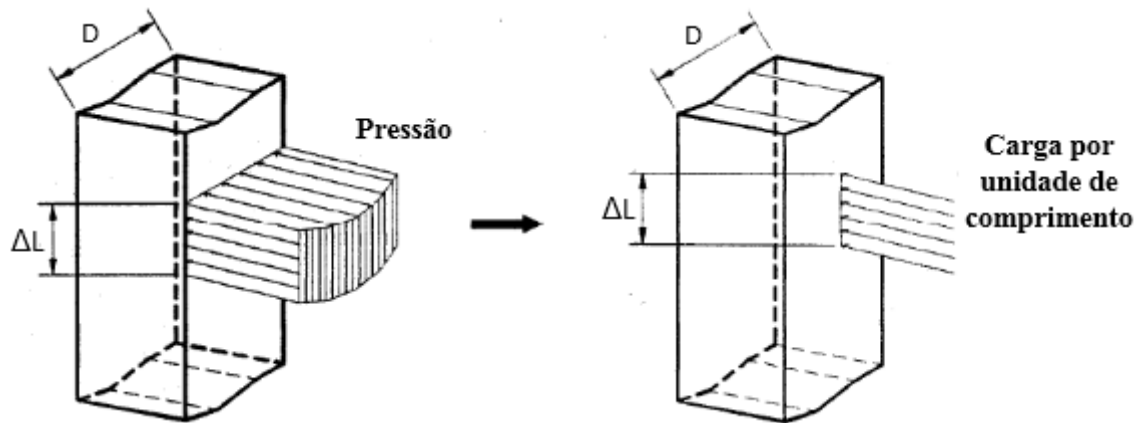


Figura 2.9– Conversão da pressão a carga linear (ALONSO, 1989).

A vantagem do uso da expressão anterior é que é independente da seção transversal da estaca, no entanto a expressão do módulo de reação horizontal pode ser rescrita em função do diâmetro e do coeficiente de reação horizontal como:

$$K = K_h \cdot D \quad [F \cdot L^{-2}] \quad (2.3)$$

Em que:

K_h = Coeficiente de reação horizontal;

D = Diâmetro da estaca.

2.3.2.2 Variação do módulo de reação horizontal com a profundidade

No estudo de uma estaca submetida a esforços horizontais é necessário ter conhecimento da variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade. As variações mais simples são as que consideram o módulo de reação horizontal constante ou crescendo linearmente com a profundidade, sendo esta variação ligada às características de deformação do solo.

No caso de argilas pré-adensadas (rijas ou duras), onde o módulo de deformabilidade é considerado praticamente independente da profundidade, admite-se o módulo de reação horizontal constante:

$$K = \frac{p}{y} = \text{constante} \quad (2.4)$$

No caso de areias e argilas normalmente adensadas o módulo de deformabilidade é considerado crescente linearmente com a profundidade, portanto considera-se que o módulo de reação horizontal também cresce proporcionalmente:

$$K = \frac{p}{y} = n_h \cdot z \quad (2.5)$$

Em que:

n_h = Notação do coeficiente de reação horizontal do solo, normalmente usada para areias ou argilas normalmente adensadas. No caso de trabalhar com argilas pré-adensadas a notação usada geralmente é K_h .

z = Profundidade.

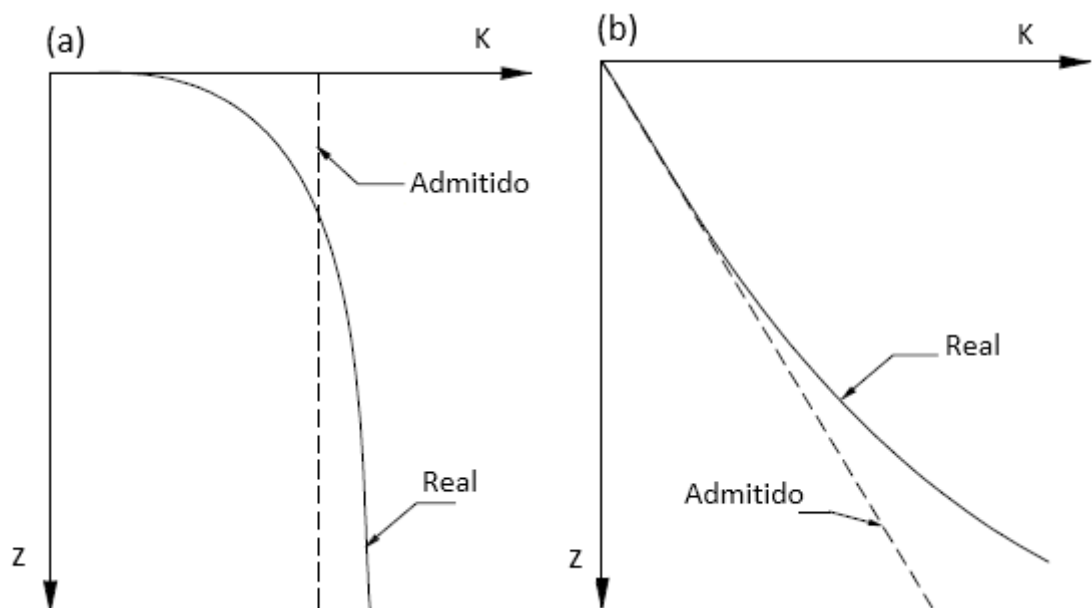


Figura 2.10– Variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade para: (a) argilas pré-adensadas (b) areias e argilas normalmente adensadas (ALONSO, 1989).

Embora o comportamento suposto da variação do módulo de reação horizontal não seja exatamente igual à realidade, consideram-se efetivas as aproximações, pois segundo Terzaghi (1955) apud Cintra (1982), refinamentos e sofisticções na função módulo de reação, pela

profundidade, não são justificáveis, pois os erros nos resultados dos cálculos são muitos pequenos comparados com aqueles envolvidos na estimativa dos valores numéricos dos módulos de reação dos solos, então para a maioria dos casos usando leis de variações simples do módulo de reação com a profundidade podem ser obtidos resultados plenamente satisfatórios.

2.3.2.3 Valores típicos do coeficiente de reação horizontal do solo

O problema mais destacado ao analisar o comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais é a estimativa do módulo de reação horizontal. Geralmente são usados os seguintes processos para a determinação do módulo de reação do solo:

- Prova de carga estática em placa;
- Correlações empíricas;
- Prova de carga estática lateral em estaca.

Segundo Poulos e Davis (1980) o problema da obtenção de K através de provas de carga em placa é a extrapolação do comportamento de uma placa para uma estaca, sugerindo que o ideal seria a medição direta no ensaio das reações do solo e os deslocamentos ao longo de uma estaca instrumentada. Mas por ser um ensaio complexo e demorado opta-se por ensaios mais simples que consistem em medir a reação do solo e os deslocamentos só na cabeça da estaca, assumindo uma distribuição apropriada da reação com a profundidade de acordo ao tipo de solo (Provas de carga).

Foram desenvolvidos diversos trabalhos que forneceram valores de módulo e coeficiente de reação do solo. Terzaghi (1955) fornece a seguinte expressão em função da compacidade da areia para o cálculo do coeficiente de reação horizontal:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} \quad (2.6)$$

Em que:

n_h = Coeficiente de reação horizontal do solo;

A = Coeficiente dependente da compactidade relativa da areia;

γ = Peso específico do solo.

Apresentam-se na Tabela 2.3 os valores do valor de n_h estimados por Terzaghi (1955) com variações na compactidade da areia e nos valores de A :

Tabela 2.3- Valores de n_h para areias em MN/m³ (TERZAGHI, 1955).

Compactidade da areia	Variação de valores de A	Valores adotados de A	n_h (MN/m ³)	
			Seca	Saturada
Fofa	100 - 300	200	2,5	1,5
Média	300 - 1000	600	7	4,5
Compacta	1000 - 2000	1500	18	11

Décourt (1991) estabelece correlações entre o valor da resistência à penetração medida no ensaio SPT (N_{SPT}) e o coeficiente de reação horizontal, n_h , para areias saturadas e secas, sugerindo as expressões seguintes e os valores na Tabela 2.4.

$$AREIA SATURADAS \quad n_h = N_{SPT} \quad (2.7)$$

$$AREIA SECAS \quad n_h = 1,6. N_{SPT} \quad (2.8)$$

Tabela 2.4- Valores de n_h para areias secas e saturadas em MN/m³ (DÉCOURT, 1991).

Areia	n_h (MN/m ³)	
	Seca	Saturada
Fofa	2,6	1,5
Média	8	5
Compacta	20	12,5

U.S.Navy (1962) fornece um ábaco apresentado na Figura 2.11 que mostra valores de n_h para areias e argilas moles em função da compactidade relativa da areia ou da resistência à compressão simples, respectivamente.

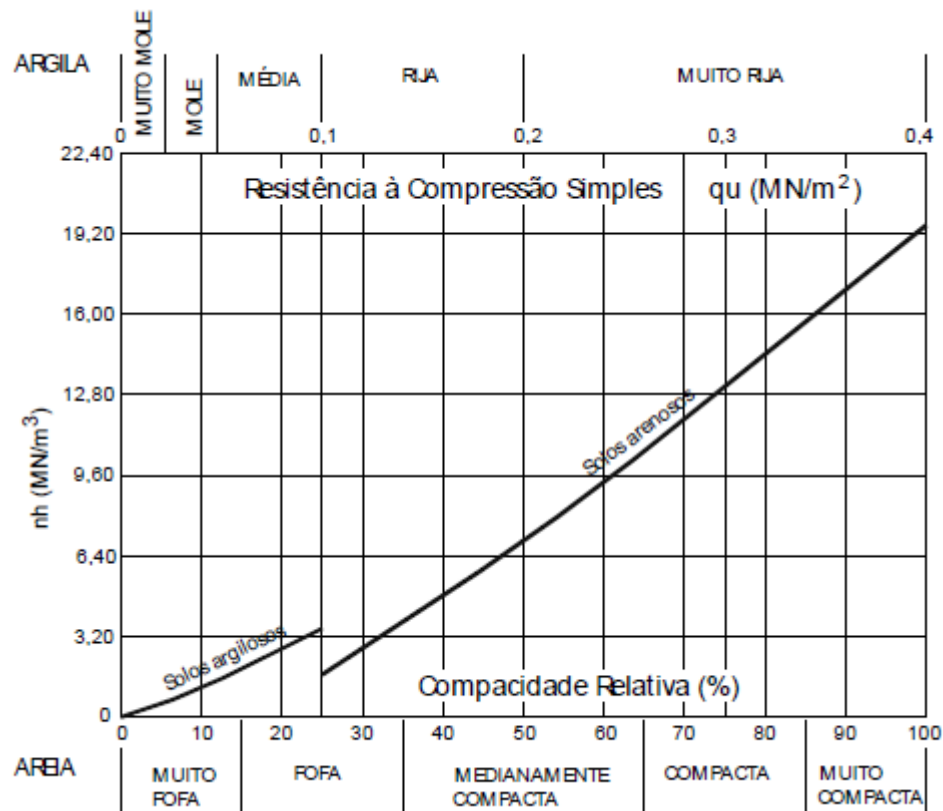


Figura 2.11– Determinação de Coeficiente de Reação Horizontal do Solo (U.S.NAVY, 1962).

Para argilas rijas Terzaghi (1955) sugere o uso da expressão 2.9 e fornece valores de K mostrados na Tabela 2.5.

$$K_h = \frac{1}{1,5 \cdot D} \cdot \bar{K}_{sl} \quad (2.9)$$

Em que:

D = Diâmetro da estaca;

\bar{K}_{sl} = Coeficiente de recalque para placa quadrada de 0,305m de lado.

Tabela 2.5- Valores de K para placas quadradas em argila pré-adensada (TERZAGHI, 1955).

Consistência da argila	q_u (MN/m ²)	Varição de \bar{K}_{sl} (MN/m ³)	Valores propostos de \bar{K}_{sl} (MN/m ³)	K (MN/m ²)
Rija	0,1 - 0,2	16 - 32	24	5
Muito rija	0,2 - 0,4	32 - 64	48	10
Dura	> 0,4	> 64	96	20

2.3.2.4 Equacionamento do problema da estaca carregada horizontalmente

A análise teórica de uma estaca carregada horizontalmente considera o comportamento solo – estaca análogo ao de uma viga com apoio elástico como é mostrado na Figura 2.12.

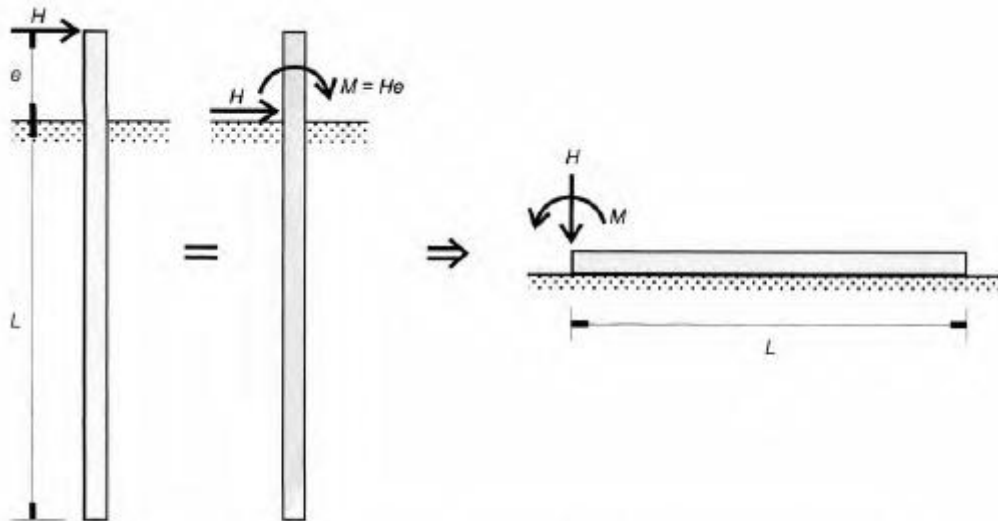


Figura 2.12– Analogia entre uma estaca carregada horizontalmente e uma viga (VELLOSO E LOPES, 2010).

Trabalhando com um esquema de uma estaca carregada lateralmente onde coincida o eixo da estaca com o eixo z, considerando que os deslocamentos horizontais são dados por y e E.I representa a rigidez à flexão da estaca (Figura 2.13), é possível realizar a analogia com a teoria de vigas e representar as equações diferenciais de rotação (S), momento fletor (M) e esforço cortante (Q) de uma seção qualquer através das seguintes expressões:

$$S = \frac{dy}{dz} \quad (2.10)$$

$$M = \frac{d^2y}{dz^2} \cdot E \cdot I \quad (2.11)$$

$$Q = \frac{d^3y}{dz^3} \cdot E \cdot I \quad (2.12)$$

Por tanto é possível expressar a reação do solo imposta sobre a viga, por unidade de comprimento como (KERR, 1978):

$$p = \frac{d^4 y}{dz^4} \cdot E \cdot I \quad (2.13)$$

Então integrando a equação diferencial da reação do solo (expressão 2.13) sucessivas vezes, é possível obter em qualquer seção o esforço cortante, o momento fletor, a rotação e o deslocamento horizontal.

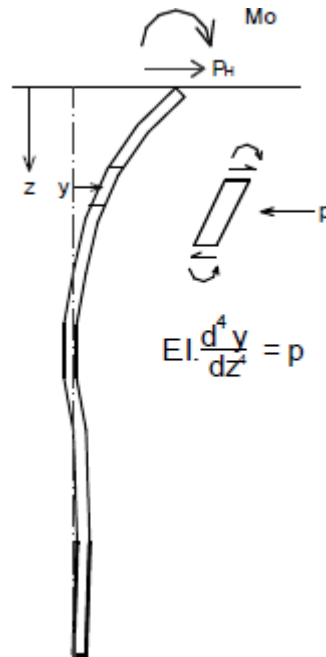


Figura 2.13– Estaca carregada lateralmente (CINTRA, 1982).

A resolução da equação diferencial da reação do solo torna-se complexa considerando a quantidade de variáveis que envolve (propriedades da estaca, tipo de carregamento aplicado, propriedades do solo, profundidade do ponto analisado etc.). Levando em conta tal dificuldade opta-se por utilizar a hipótese simplificadora de Winkler, que considera a reação do solo proporcional ao deslocamento horizontal. Embora a reação do solo não varie linearmente com o deslocamento da estaca, a hipótese é geralmente utilizada considerando o módulo de reação horizontal do solo, como sendo a inclinação de uma reta secante ou tangente, passando pela origem e algum ponto da curva da Figura 2.14. Segundo Cintra (1982) a relação pode ser expressa pelo módulo secante quando as reações do solo são maiores que um terço ou metade da capacidade de carga horizontal, e pelo módulo tangente para reações inferiores.

Então relacionando a hipótese de Winkler, com a equação diferencial definida anteriormente (Equação 2.13), obtemos a seguinte equação diferencial:

$$E.I. \frac{d^4 y}{dz^4} + K.y = 0 \quad (2.14)$$

Em que:

$E.I$ = Rigidez da estaca;

K = Módulo de reação horizontal do solo;

y = Deslocamento da estaca.

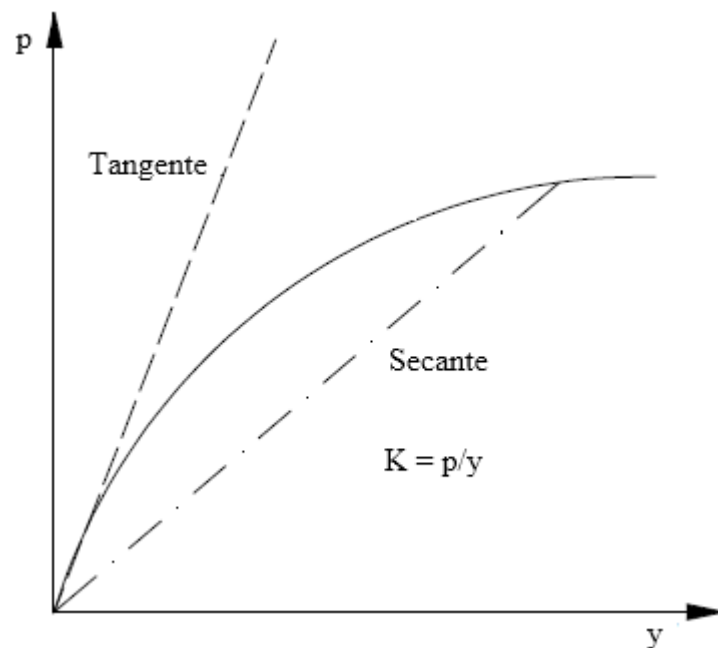


Figura 2.14– Curva de reação do solo vs deslocamento horizontal para a determinação do módulo de reação secante e tangente (CINTRA, 1982).

2.3.2.5 Rigidez relativa estaca-solo

Para a solução da Equação 2.14 é necessário utilizar parâmetros relacionados do solo e da estaca. Portanto define-se uma relação entre a rigidez do solo e a flexão da estaca denominada fator de rigidez relativa estaca – solo. Este fator depende do módulo de reação horizontal e da sua variação com a profundidade.

Para K_h constante (argilas pré-adensadas), tem-se:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E.I}{K}} \quad (2.15)$$

Em que:

R = Fator de rigidez;

E.I = Rigidez flexional da estaca;

K = Módulo de reação horizontal do solo.

Para K variando linearmente com a profundidade (solos granulares e argilas normalmente adensadas), tem-se:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E.I}{n_h}} \quad (2.16)$$

Em que:

T = Fator de rigidez;

E.I = Rigidez flexional da estaca;

n_h = Coeficiente de reação horizontal do solo.

Segundo o comprimento adimensional L/T ou L/R, as estacas são classificadas como rígidas (curtas), ou flexíveis (longas). Esta classificação é imprescindível para se verificar o mecanismo de ruptura de estacas carregadas lateralmente. A Tabela 2.6 mostra a classificação de estacas submetidas a carregamentos laterais em função da sua rigidez segundo Davisson (1970).

Tabela 2.6- Classificação para estacas submetidas a carregamentos laterais em função da rigidez (DAVISSON, 1970).

Classificação	Condição
Flexível (Longa)	$L/T \geq 4$ ou $L/R \geq 4$
Intermediária (Curta)	$2 < L/T < 4$ ou $2 < L/R < 4$
Rígida (Curta)	$L/T \leq 2$ ou $L/R \leq 2$

A partir do fator de rigidez relativa estaca – solo e a classificação das estacas (Longa ou curta) é possível solucionar a equação diferencial (Expressão 2.14), as soluções podem ser analíticas ou numéricas. As soluções analíticas compreendem variações simples do diagrama de reação

do solo (constante ou variação linear), enquanto que as soluções numéricas permitem qualquer variação do diagrama de reação do solo.

2.3.2.6 Métodos para a solução de estacas longas

➤ Método de Miche (1930)

O método de Miche (1930) considera uma estaca carregada no topo por uma força horizontal H , comprimento infinito, topo livre e a reação do solo (p) variando linearmente com a profundidade. O método adota o tratamento da viga sobre base elástica, levando em conta a deformabilidade da estaca.

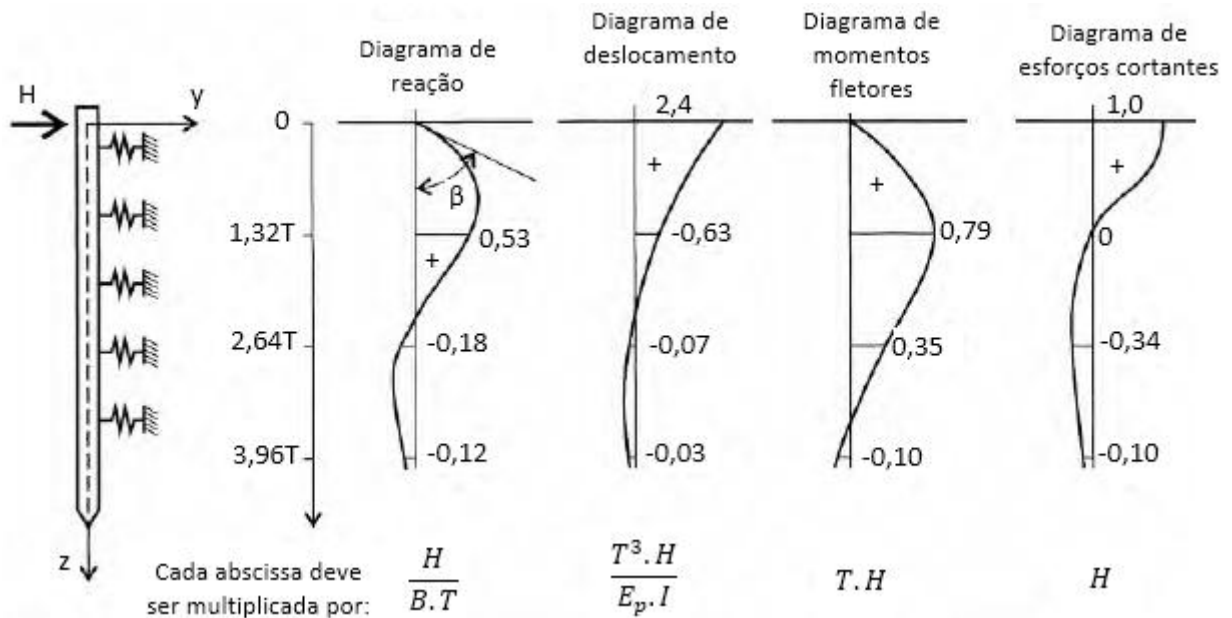


Figura 2.15– Diagramas representativos do método de Miche (1930) (VELLOSO E LOPES, 2010).

Sendo T a rigidez relativa estaca-solo (Equação 2.16), B o diâmetro da estaca e $E.I$ a rigidez flexional da estaca, Miche (1930) obteve os seguintes resultados:

- Deslocamento horizontal no topo da estaca:

$$y_0 = 2,40 \frac{T^3 \cdot H}{E \cdot I} \quad (2.17)$$

- Tangente ao diagrama de reação do solo:

$$tg\beta = 2,40 \frac{H}{B \cdot T^2} \quad (2.18)$$

- Momento fletor máximo (a uma profundidade 1,32T):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,79 H \cdot T \quad (2.19)$$

Se o comprimento da estaca for menor que 1,5T ela será calculada como rígida e:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,25 H \cdot T \quad (2.20)$$

Os momentos fletores e esforços cortantes são muito pequenos a partir de uma profundidade de aproximadamente 4T e, por conseguinte, podem ser desprezados. Caso o comprimento da estaca esteja entre 1,5T e 4T, o momento fletor máximo pode ser calculado a partir da Figura 2.16.

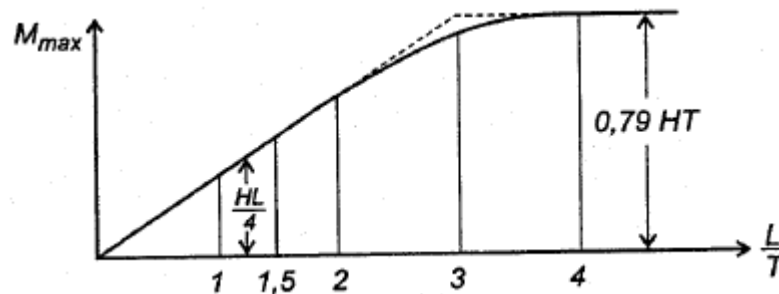


Figura 2.16– Gráfico para a determinação do momento fletor máximo Miche (1930) (VELLOSO E LOPES, 2010).

➤ Método de Hetenyi (1946)

Hetenyi (1946) resolveu o caso de uma viga horizontal apoiada em meio elástico, por tanto sua solução pode ser aplicada às estacas longas em solos com o módulo de reação horizontal constante com a profundidade. Considerando uma estaca sujeita a uma força horizontal H e um momento M aplicados no nível do terreno, Hetenyi (1946) obteve as seguintes expressões para o deslocamento (y), momento (M) e cortante (Q) a uma profundidade i :

$$y_i = \frac{2.H.\lambda}{K}.D_\lambda + \frac{2.M.\lambda^2}{K}.C_\lambda \quad (2.21)$$

$$M_i = \frac{H}{\lambda}.B_\lambda + M.A_\lambda \quad (2.22)$$

$$Q_i = H.C_\lambda + 2.M.B_\lambda \quad (2.23)$$

Em que λ é o coeficiente de comprimento relativo da estaca definido pela seguinte equação:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4.E.I}} \quad (2.24)$$

Para a estaca ser considerada longa o comprimento L deve satisfazer:

$$L \geq \frac{4}{\lambda} \quad (2.25)$$

A_λ , B_λ , C_λ e D_λ são coeficientes adimensionais que variam em função da profundidade conforme apresentado na Tabela 2.7.

Tabela 2.7- Valores dos coeficientes propostos por Hetenyi (1946).

$\lambda.z$	A_λ	B_λ	C_λ	D_λ
0	1	0	1	1
0,1	0,9906	0,0903	0,81	0,9003
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024
0,5	0,8231	0,2908	0,2414	0,5323
0,7	0,6997	0,3199	0,0599	0,3798
$\pi/4$	0,6448	0,3224	0	0,3224
1	0,5083	0,3096	-0,1109	0,1987
1,5	0,2384	0,2226	-0,2068	0,0158
$\pi/2$	0,2079	0,2079	-0,2079	0
2	0,0667	0,123	-0,1793	-0,0563
$3/4 \pi$	0	0,0671	-0,1342	-0,0671
2,5	-0,0166	0,0492	-0,1149	-0,0658
3	-0,0422	0,0071	-0,0563	-0,0493
π	-0,0432	0	-0,0432	-0,0432
3,5	-0,0388	-0,0106	-0,0177	-0,0283
$5/4 \pi$	-0,0278	-0,014	0	-0,0139
4	-0,0258	-0,0139	0,0019	-0,012

No caso particular de $z=0$ obtém-se o deslocamento no nível do terreno, em que $D_\lambda=1$ e $C_\lambda=1$, temos:

$$y_0 = \frac{2 \cdot H \cdot \lambda}{K} + \frac{2 \cdot M \cdot \lambda^2}{K} \quad (2.26)$$

Da mesma forma, considerando o valor de A_λ e B_λ , observa-se que o momento máximo ocorre na profundidade $\lambda \cdot z=0,7$, e o seu valor é:

$$M_{\max} = 0,32 \cdot \frac{H}{\lambda} + 0,7 \cdot M \quad (2.27)$$

➤ Método de Matlock e Reese (1961)

Matlock e Reese (1961) fornecem um método simples para o cálculo do deslocamento horizontal, momento fletor, esforço cortante, rotação e reação do solo, através de coeficientes adimensionais, para o caso do módulo de reação horizontal variando linearmente com a profundidade e para estacas longas. Os efeitos de carga horizontal e momento atuante podem ser considerados separadamente e depois se pode aplicar o princípio da superposição de efeitos. Para sobrepor os efeitos de carga e momento deve-se admitir que o comportamento da estaca é elástico e que os deslocamentos são relativamente pequenos em relação ao diâmetro da estaca.

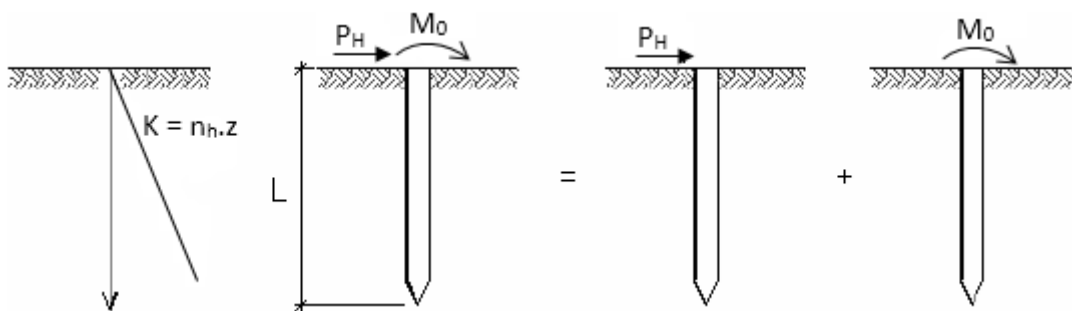


Figura 2.17– Princípio da superposição de efeitos (CINTRA,1982).

Portanto o deslocamento total (y_t) é a soma dos deslocamentos referentes à força (y_H) e ao momento (y_M).

$$y_t = y_H + y_M \quad (2.28)$$

Aplicando os princípios da análise dimensional obtém-se a solução para o deslocamento da estaca a uma profundidade z :

$$y = \frac{H \cdot T^3}{E \cdot I} \cdot C_H^y + \frac{M_0 \cdot T^2}{E \cdot I} \cdot C_M^y \quad (2.29)$$

Em que:

T = Fator de rigidez relativa;

$E \cdot I$ = Rigidez flexional da estaca;

H = Força horizontal;

M_0 = Momento;

C_H^y e C_M^y = Coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais.

Analogamente podem ser obtidas as equações para a rotação da estaca (S), momento fletor (M), força cortante (Q) e reação do solo (p), identificando em cada expressão os coeficientes adimensionais correspondentes:

$$S = S_H + S_M = \frac{H \cdot T^2}{E \cdot I} \cdot C_H^S + \frac{M_0 \cdot T}{E \cdot I} \cdot C_M^S \quad (2.30)$$

$$M = M_H + M_M = H \cdot T \cdot C_H^M + M_0 \cdot C_M^M \quad (2.31)$$

$$Q = Q_H + Q_M = H \cdot C_H^Q + \frac{M_0}{T} \cdot C_M^Q \quad (2.32)$$

$$p = p_H + p_M = \frac{H}{T} \cdot C_H^P + \frac{M_0}{T^2} \cdot C_M^P \quad (2.33)$$

A Tabela 2.8 apresenta os coeficientes adimensionais considerando a estaca longa e variação linear do coeficiente de reação horizontal do solo com a profundidade (z).

Tabela 2.8- Valores dos coeficientes adimensionais do método proposto por Matlock e Reese (1961).

Z=z/T	C_H^y	C_H^S	C_H^M	C_H^Q	C_H^P	C_M^y	C_M^S	C_M^M	C_M^Q	C_M^P
0	2,435	-1,623	0	1	0	1,623	-1,75	1	0	0
0,1	2,273	-1,618	0,1	0,989	-0,227	1,453	-1,65	1	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,55	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,45	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,84	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,96	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,54	-0,968	0,914	-0,27	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,678	0,885	-0,312	-0,403
1	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,662	0,364	-0,792	0,852	-0,35	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,385	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,443	-0,03	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,07	-0,155	0,404	-0,456	0,14
3	-0,075	-0,04	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,039	-0,213	0,268
4	-0,05	0,052	0	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0	0,011	-0,026	0,029	-0,002

➤ **Método de Broms (1964a, 1964b)**

Broms (1964a, 1964b) fornece expressões que permitem calcular o deslocamento na cabeça de uma estaca carregada horizontalmente em solos com e sem coesão. Para a utilização do método é necessário primeiramente classificar as estacas quanto à flexibilidade através dos fatores β para solos coesivos e η para não coesivos, esses fatores estão relacionados aos fatores de rigidez R e T definidos anteriormente (equações 2.15 e 2.16).

$$\beta = \frac{1}{R} = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot d}{E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{K}{E \cdot I}} \quad (2.34)$$

$$\eta = \frac{1}{T} = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E \cdot I}} \quad (2.35)$$

São apresentadas nas tabelas 2.9 e 2.10 as equações para o cálculo dos deslocamentos em solos coesivos e não coesivos respectivamente.

Tabela 2.9- Deslocamento horizontal no topo da estaca para solos coesivos (BROMS, 1964a).

Estaca	Condição do topo	Deslocamento (y_0)
Rígida	Livre ($\beta.L < 1,5$)	$\frac{4.H_0.(1+1,5.\frac{e}{L})}{K_h.d.L}$
	Engastado ($\beta.L < 1,5$)	$\frac{H_0}{K_h.d.L}$
Flexível	Livre ($\beta.L > 1,5$)	$\frac{2.H_0.\beta.(1+e.\beta)}{K_\infty.d}$
	Engastado ($\beta.L > 1,5$)	$\frac{H_0.\beta}{K_\infty.d}$

Tabela 2.10- Deslocamento horizontal no topo da estaca para solos não coesivos (BROMS, 1964b).

Estaca	Condição do topo	Deslocamento (y_0)
Rígida	Livre ($\eta.L < 2,0$)	$\frac{18.H_0.(1+1,33.\frac{e}{L})}{n_h.L^2}$
	Engastado ($\eta.L < 2,0$)	$\frac{2.H_0}{n_h.L^2}$
Flexível	Livre ($\eta.L > 4,0$)	$\frac{2,4.H_0}{n_h^{\frac{3}{5}}.(E.I)^{\frac{2}{5}}}$
	Engastado ($\eta.L > 4,0$)	$\frac{0,93.H_0}{n_h^{\frac{3}{5}}.(E.I)^{\frac{2}{5}}}$

Em que:

$$K_\infty = \frac{\alpha.K_{s1}}{d} \quad (2.36)$$

$$\alpha = n_1.n_2 \quad (2.37)$$

e = Excentricidade da carga aplicada;

d = Diâmetro da estaca;

L = Comprimento da estaca;

H_0 = Carga horizontal aplicada no topo da estaca;

K_{s1} = Coeficiente de reação vertical para placas de 1 pé² (30 x 30 cm)

n_1 e n_2 = Coeficientes em função da coesão não drenada da argila e material da estaca, apresentam-se na Tabela 2.11.

Tabela 2.11- Coeficientes n_1 e n_2 (BROMS, 1964a).

c_u (kPa)	n_1	Material da estaca	n_2
< 24	0,32	Aço	1
24 - 98	0,36	Concreto	1,15
> 98	0,4	Madeira	1,3

2.3.2.7 Métodos para a solução de estacas curtas

Para a solução de estacas curtas o método mais difundido é o chamado método Russo, adaptado por Paulo Faria e apresentado por Figueiredo Ferraz (1985) e Alonso (1986), entre outros.

➤ Método Russo

Este método foi desenvolvido para estacas ou tubulões com o topo livre em solos com módulo de reação horizontal crescente com a profundidade. A solução baseia-se em três equações de equilíbrio estático, considerando que a estaca se comporta como corpo rígido. O deslocamento final pode ser descomposto em três deslocamentos parciais (horizontal, vertical e rotação).

Analisando a situação de uma estaca curta ou tubulão similar a apresentada na Figura 2.18 são obtidas as seguintes expressões do equilíbrio estático:

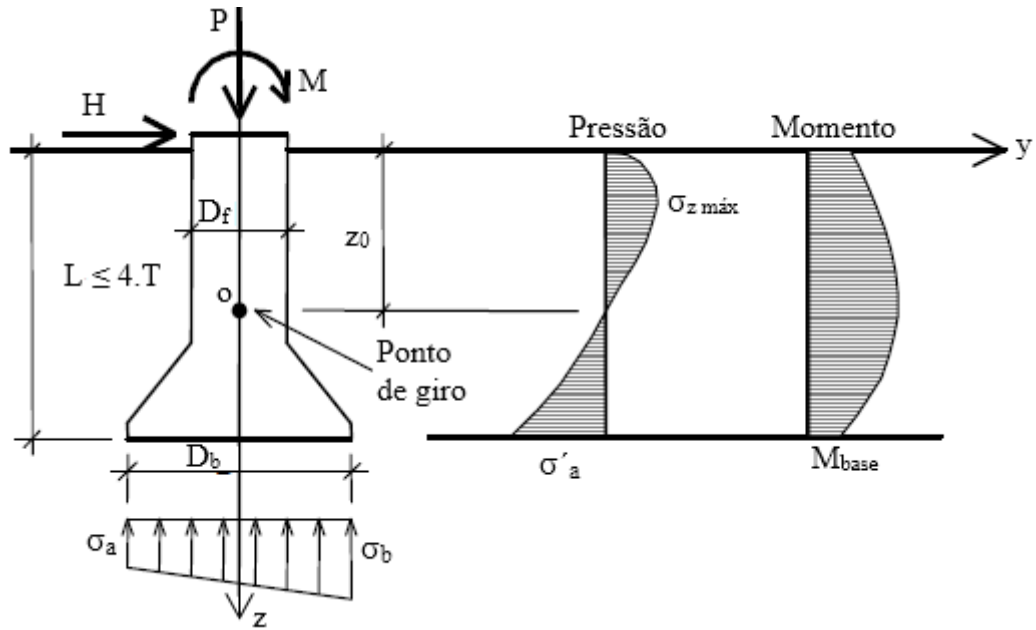


Figura 2.18– Esquema de tubulão ou estaca curta, método russo (ALONSO,1989).

- a) Deslocamento horizontal no topo (Δy), vertical no topo (Δz) e rotação (α) da estaca ou tubulão:

$$\Delta y = \frac{2 \cdot H}{K_l \cdot l \cdot D_f} + \frac{2}{3} \cdot l \cdot \alpha \quad (2.38)$$

$$\Delta z = \frac{P}{K_v \cdot A_b} \quad (2.39)$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot H \cdot l + 3 \cdot M}{\frac{1}{12} \cdot K_l \cdot l^3 \cdot D_f + \frac{3}{16} \cdot K_v \cdot A_b \cdot D_b^2} \quad (2.40)$$

- b) Pressões ao longo do fuste (σ_z) e na base ($\sigma_{a,b}$):

$$\sigma_z = \frac{K_l}{l} \cdot z \cdot \Delta y + \frac{K_l}{l} \cdot z^2 \cdot \alpha \quad (2.41)$$

$$\sigma_{z\text{máx}} = \frac{K_l \cdot \Delta y^2}{4 \cdot \alpha \cdot l} \quad (2.42)$$

$$\sigma'_a = K_l \cdot (l \cdot \alpha - \Delta y) \quad (2.43)$$

$$\sigma_{a,b} = \frac{P}{A_b} \pm \frac{K_v \cdot D_b}{2} \cdot \alpha \quad (2.44)$$

c) Ponto de giro:

$$z_0 = \frac{\Delta y}{\alpha} \quad (2.45)$$

Em que:

$$K_l = \frac{n_h \cdot l}{D_f} \quad (2.46)$$

K_l = Coeficiente de reação horizontal na base do tubulão ou estaca;

K_v = Coeficiente de reação vertical do solo da base do tubulão ou estaca;

z = Profundidade de cálculo;

l = Profundidade da base;

A_b = Área da base;

D_b = Diâmetro da base;

D_f = Diâmetro do fuste.

Para garantir a estabilidade do tubulão ou estaca:

$$\sigma'_a < \gamma \cdot l \cdot (K_p - K_a) \quad (2.47)$$

$$\frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \leq \sigma_s \quad (2.48)$$

$$\sigma_b \leq 1,3 \cdot \sigma_s \quad (2.49)$$

Em que:

γ = Peso específico do solo que envolve o tubulão ou estaca;

K_a e K_p = Coeficientes de empuxo de Rankine;

σ_s = Tensão admissível do solo de apoio da estrutura.

As equações gerais para momentos fletores e cortantes ao longo de qualquer profundidade z do fuste são as seguintes:

$$M_z = M + H \cdot z + \frac{n_h}{12} \cdot (\alpha \cdot z^4 - 2 \cdot \Delta y \cdot z^3) \quad (2.50)$$

$$H_z = H + \frac{n_h}{6} \cdot (2 \cdot \alpha \cdot z^3 - 3 \cdot \Delta y \cdot z^2) \quad (2.51)$$

Quando $H_z = 0$ obtém-se a profundidade da seção em que ocorre o momento fletor máximo:

$$z_{máx}^3 - \frac{3 \cdot \Delta y}{2 \cdot \alpha} \cdot z_{máx}^2 + \frac{3 \cdot H}{\alpha \cdot n_h} = 0 \quad (2.52)$$

2.3.3 Determinação do coeficiente de reação horizontal (n_h) em provas de carga

Alizadeh e Davisson (1970) utilizaram a expressão de Matlock e Reese (1961) para estabelecer uma relação entre o coeficiente de reação horizontal do solo, n_h , e o deslocamento horizontal da estaca na superfície, y_0 . No caso da aplicação de apenas a carga horizontal, o coeficiente adimensional devido a força para o deslocamento na superfície ($z=0$) obtido da Tabela 2.8 é $c^y_H=2,435$. Então da Equação 2.29 obtém-se:

$$y_0 = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{E \cdot I} \quad (2.53)$$

Isolando T e substituindo o valor de T (rigidez relativa estaca-solo, Equação 2.16) tem-se:

$$n_h = 2,435 \cdot H \cdot \frac{4,42 \cdot (H)^{\frac{5}{3}}}{(y_0)^{\frac{5}{3}} \cdot (E \cdot I)^{\frac{2}{3}}} \quad (2.54)$$

A Equação 2.54 é utilizada para a determinação de n_h quando, na prova de carga, o deslocamento é obtido junto à superfície do terreno e a carga horizontal é aplicada nesse mesmo ponto. Cintra (1981) determinou uma expressão para o caso em que a carga horizontal é aplicada a uma distância “e” acima da superfície do terreno, com deslocamentos obtidos neste

mesmo nível, utilizando a proposta de Kocsis (1971), que afirma que o deslocamento horizontal final é a somatória de três parcelas de deslocamentos (Figura 2.19):

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 \quad (2.55)$$

$$y_1 = -S_0 \cdot e \quad (2.56)$$

$$y_2 = \frac{H \cdot e^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2.57)$$

Em que:

y_1 = Parcela do deslocamento horizontal devido à rotação, S_0 ;

y_2 = Parcela do deslocamento horizontal devido ao momento gerado pela excentricidade da carga;

S_0 = Rotação na cabeça da estaca em relação à superfície do terreno;

e = Distância do ponto de aplicação da carga até a superfície do terreno.

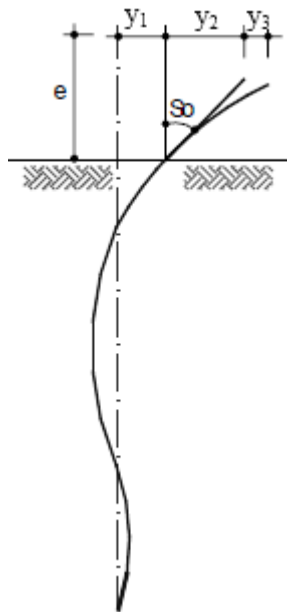


Figura 2.19– Decomposição do deslocamento y_t (KOCSIS, 1971).

No caso de atuação simultânea de carga horizontal e momento fletor, as equações de deslocamento e rotação na superfície do terreno, utilizando os coeficientes adimensionais correspondentes de Matlock e Reese (1961) da Tabela 2.8, são as seguintes:

$$y_0 = 2,435.H.\frac{T^3}{E.I} + 1,623.(H.e).\frac{T^2}{E.I} \quad (2.58)$$

$$S_0 = -1,623.H.\frac{T^2}{E.I} - 1,75.(H.e).\frac{T}{E.I} \quad (2.59)$$

De acordo com Cintra (1981), o valor de T pode ser calculado por tentativas, para depois obter o valor de n_h correspondente. Finalmente é obtido um par de valores y_0 e n_h para cada estágio de carga.

Miguel (1996) adaptou a Equação 2.55 para as situações em que as leituras do deslocamento são feitas a uma distância vertical e' acima do ponto de aplicação da carga horizontal. Um exemplo particular é quando se deseja promover a saturação do solo através da abertura de uma cava ao redor da estaca, nesse caso o deslocamento y_0 é o deslocamento no fundo da cava. Dessa forma resulta uma nova parcela de deslocamento na equação do deslocamento total (y_t) denominada y_3 , que é dada pelo valor da derivada de y_2 . Assim o deslocamento total é determinado pela seguinte equação:

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (2.60)$$

Em que:

$$y_3 = \tan\alpha.e' \frac{H.e^2.e'}{E.I} \quad (2.61)$$

Na Figura 2.20 é apresentado um esquema com a decomposição do deslocamento total considerando o caso particular explicado anteriormente.

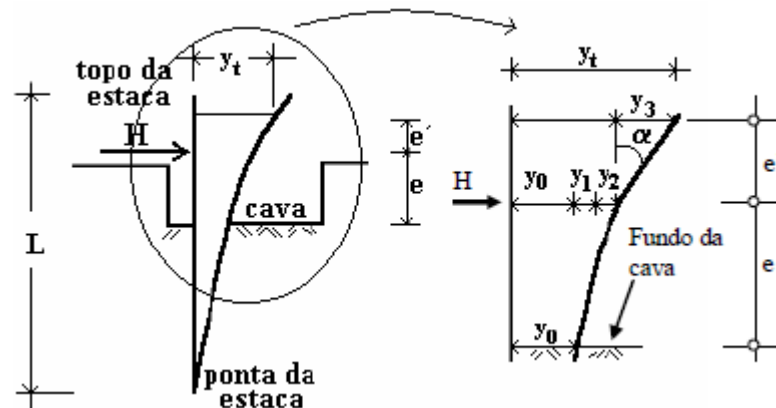


Figura 2.20– Decomposição do deslocamento y_t (MIGUEL E CINTRA, 1996).

2.3.4 Capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente

A capacidade de carga contra a ruptura de um elemento de fundação é aquela que, aplicada ao mesmo, provoca o colapso ou escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento (ALONSO, 1991). Assim, essa capacidade é obtida pelo menor dos dois valores seguintes:

- a) Resistência estrutural do material ou materiais que compõem o elemento da fundação.
- b) Resistência do solo que dá suporte ao elemento.

A estimativa da capacidade de carga de estacas submetidas a solicitações laterais é geralmente determinada a partir das teorias de Rankine e Coulomb, considerando planas as superfícies onde atuam os empuxos de terra e admitindo um comportamento rígido-plástico do solo (SOUSA, 2006).

Quando é aplicado um carregamento lateral no topo da estaca, o solo da face contrária ao carregamento, sofre uma redução de tensão. Situação contrária à apresentada no solo situado na face do carregamento, que sofre um acréscimo de tensão. A redução de tensão na face contrária ao carregamento causa o surgimento de uma fenda, e o aumento de tensão na face do carregamento causa uma cunha de ruptura a qual se movimenta verticalmente. Esta situação é mostrada na Figura 2.21.

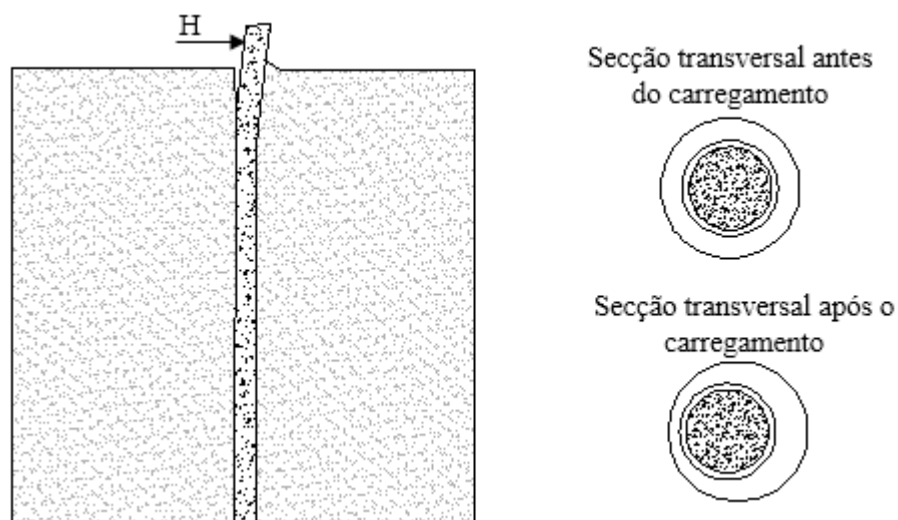


Figura 2.21– Efeito do carregamento lateral em estacas (SOUSA, 2006).

A seguir serão apresentados os principais métodos para a estimativa da capacidade de carga de estacas carregadas lateralmente.

2.3.4.1 Método de Brinch-Hansen (1961)

O método de Brinch-Hansen (1961) calcula a capacidade de carga de estacas submetidas a carregamentos horizontais baseando-se na teoria do empuxo do solo. Este método que consiste em um processo iterativo é aplicável para estacas curtas assentes em solos coesivos ou não coesivos e em solos com perfis homogêneos ou estratificados.

Numa estaca de diâmetro B e comprimento L , submetida a uma força horizontal H , o valor de H pode aumentar até atingir a capacidade de carga H_u , para o qual a reação do terreno atinge o seu valor máximo correspondente ao empuxo passivo P_{zu} (Figura 2.22).

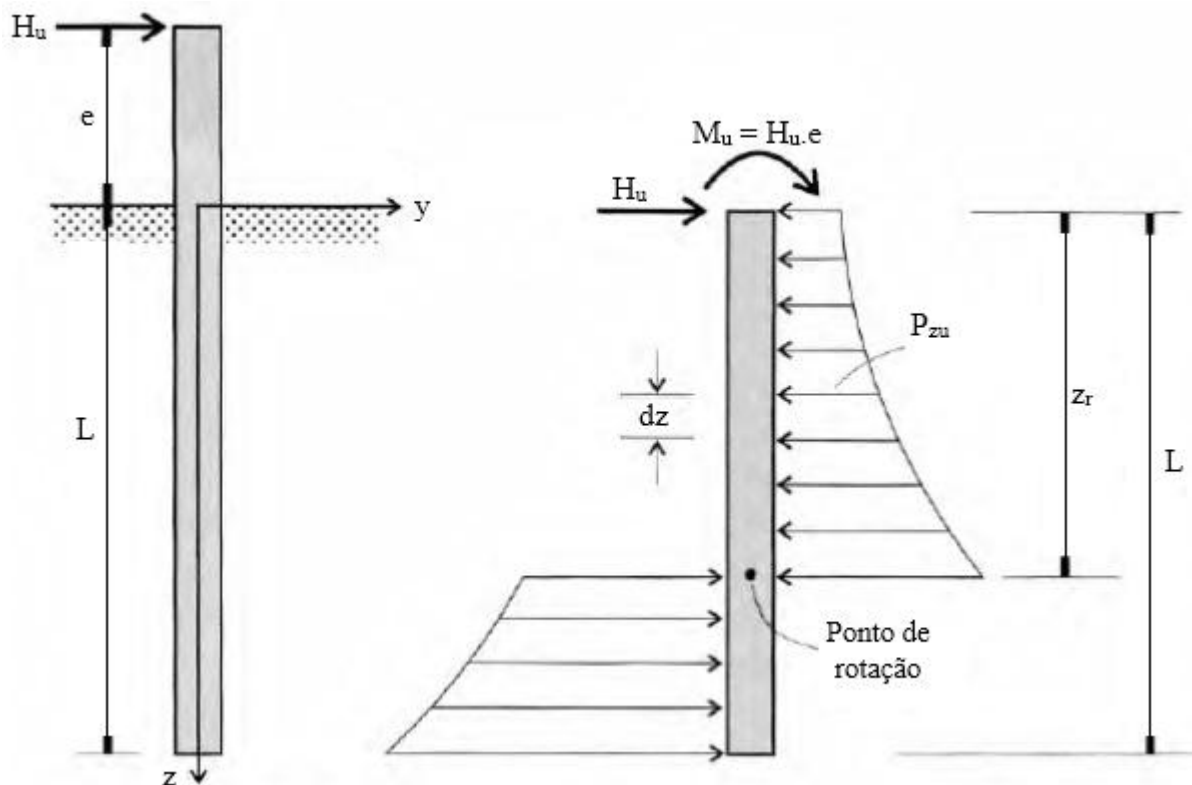


Figura 2.22– Esquema de uma estaca carregada horizontalmente método de Brinch-Hansen (1961) (VELLOSO E LOPES, 2010).

Realizando a somatória de forças e momentos é possível obter as seguintes equações de equilíbrio:

$$\sum F_y = 0 \quad H_u - \int_0^{z_r} P_{zu} \cdot B \cdot dz + \int_{z_r}^L P_{zu} \cdot B \cdot dz = 0 \quad (2.62)$$

$$\sum M = 0 \quad H_u \cdot l - \int_0^{z_r} P_{zu} \cdot B \cdot z \cdot dz + \int_{z_r}^L P_{zu} \cdot B \cdot z \cdot dz = 0 \quad (2.63)$$

Se a distribuição de P_{zu} é conhecida, então é possível determinar mediante as equações anteriores os valores de z_r e H_u por tentativas. Brinch-Hansen (1961) fornece uma equação para determinar a distribuição de P_{zu} :

$$P_{zu} = \sigma'_{vz} \cdot K_q + c \cdot K_c \quad (2.64)$$

Em que:

P_{zu} = Tensão horizontal ao longo do fuste da estaca;

σ'_{vz} = Tensão vertical efetiva na profundidade z abaixo da superfície;

c = Coesão do solo na profundidade z ;

K_q e K_c = Coeficientes de empuxo de terra que dependem da relação z/B e de ϕ , dados na Figura 2.23.

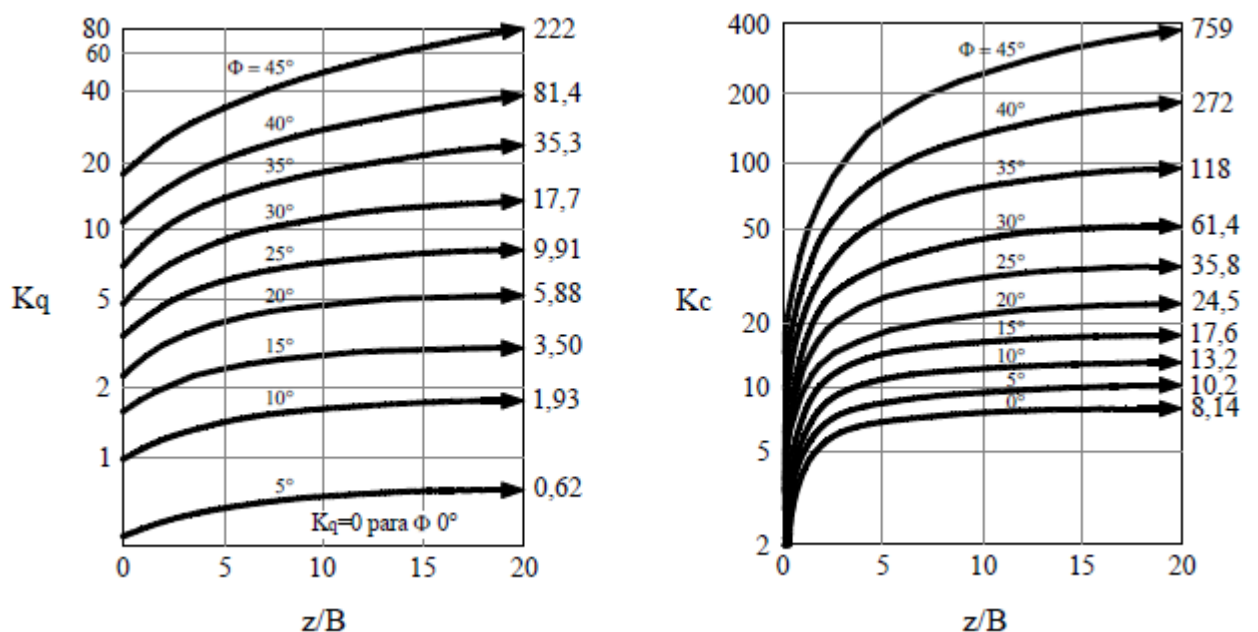


Figura 2.23– Coeficientes K_q e K_c de Brinch-Hansen (1961) (VELLOSO E LOPES, 2010).

No caso de carregamentos rápidos de argilas saturadas, deve-se usar a resistência não drenada S_u e para carregamentos lentos ou de longa duração devem-se usar parâmetros drenados c' e ϕ (VELLOSO E LOPES, 2010).

Del Pino Júnior (2003) apresentou uma sequência de cálculo para obter a capacidade de carga (H_u), na qual, para determinar o ponto de rotação, inicialmente é suposta uma profundidade x de rotação e depois é calculada a somatória de momentos em relação ao ponto de aplicação da força horizontal pela seguinte equação:

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} P_u \cdot (e + z) - \sum_{z=x}^{z=L} P_u \cdot (e + z) \quad (2.65)$$

Em que:

$$P_u = P_{zu} \cdot B \cdot \left(\frac{L}{n}\right) \quad (2.66)$$

n = número de parcelas consideradas no cálculo.

O ponto x será correto quando $\Sigma M = 0$. Finalmente calcula-se a capacidade de carga lateral, H_u , e a carga admissível, H_{adm} , pelas seguintes equações:

$$H_u \cdot (e + x) = \sum_0^x P_u \cdot (x - z) + \sum_x^{x+L} P_u \cdot (z - x) \quad (2.67)$$

$$H_{adm} = \frac{H_u}{FS} \quad (2.68)$$

Em que:

FS = Fator de segurança (Velloso e Lopes (2010) recomendam um fator de segurança de 2,5).

2.3.4.2 Método de Broms (1964a, 1964b)

Broms (1964) apresentou dois trabalhos para estimar a capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente, o primeiro abordando estacas em solos coesivos e o segundo, estacas em solos granulares.

O método foi desenvolvido considerando simplificações da distribuição das reações últimas laterais ao longo da estaca e é válido em solos puramente coesivos ou arenosos. Broms (1964) propõe métodos diferenciados de cálculo em estacas de cabeça livre e fixa, considerando diferenças no modo de ruptura em cada caso.

No caso de estacas com topo livre, a ruptura nas estacas longas ocorre com a plastificação do material que as compõe na seção de momento fletor máximo, e nas estacas curtas, quando ocorre a rotação da estaca em relação a alguma seção transversal em profundidade, com ruptura apenas do solo.

No caso de estacas com topo engastado, a ruptura nas estacas longas ocorre com a plastificação do material da estaca em duas seções, uma na base do bloco de coroamento e outra onde ocorre o momento fletor máximo positivo. Nas estacas intermediárias, ocorre simultaneamente a rotação da estaca em relação a alguma seção transversal, em profundidade, e a plastificação do material da estaca na seção da base do bloco de coroamento. Nas estacas curtas ocorre translação da estaca.

São apresentados nas figuras 2.24 e 2.25 os mecanismos de ruptura, as distribuições de pressões e os diagramas de momentos fletores, para estacas curtas e longas respectivamente, em relação à condição em que se encontra a cabeça e o solo que as envolve.

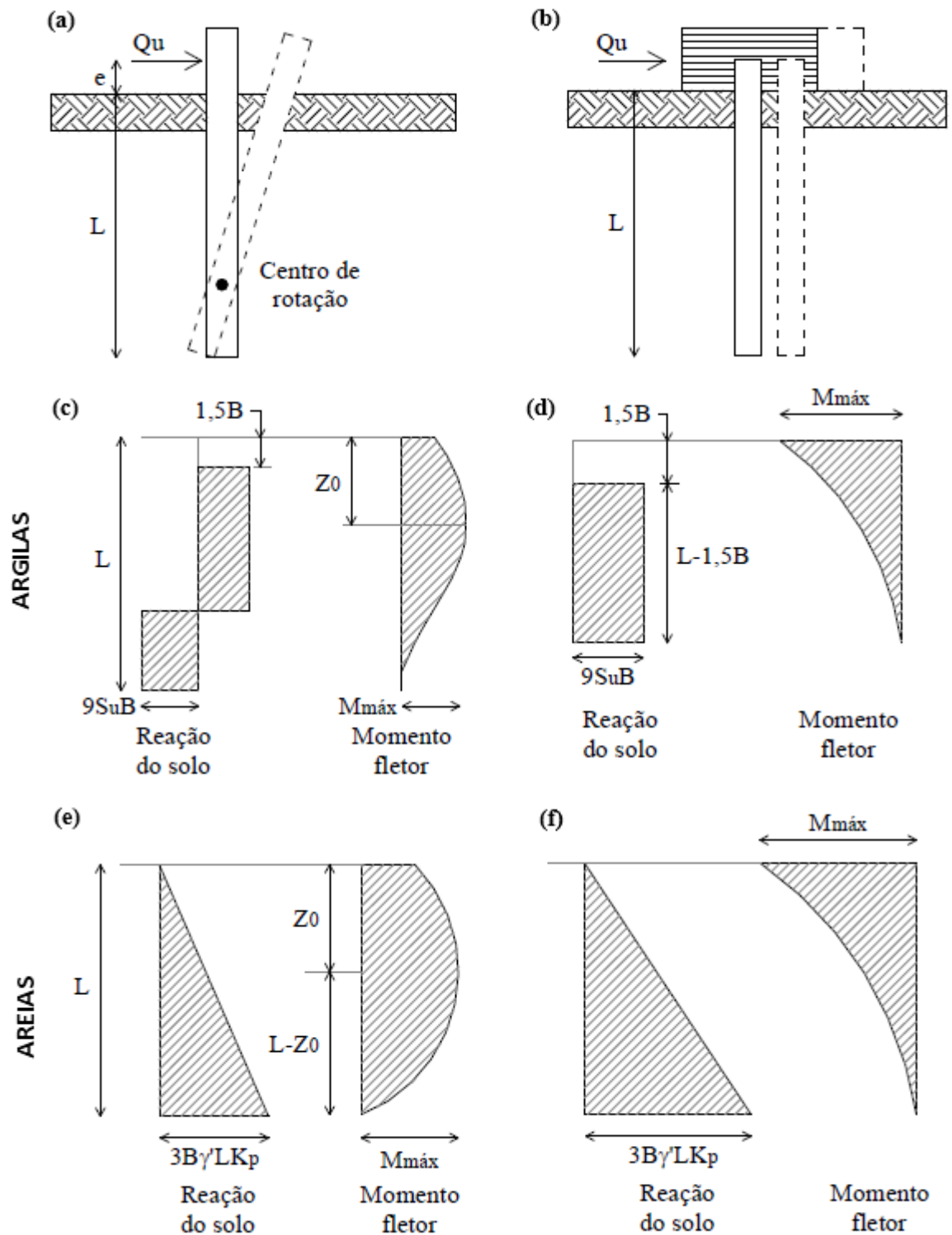


Figura 2.24– Mecanismo de ruptura segundo Broms (1964) de estacas curtas: a) com topo livre; b) com topo engastado; e distribuição de pressões e diagrama de momento fletor para estacas curtas: c) com topo livre em solo argiloso; d) com topo engastado em solo argiloso; e) com topo livre em solo arenoso; f) com topo engastado em solo arenoso (VELLOSO E LOPES, 2010).

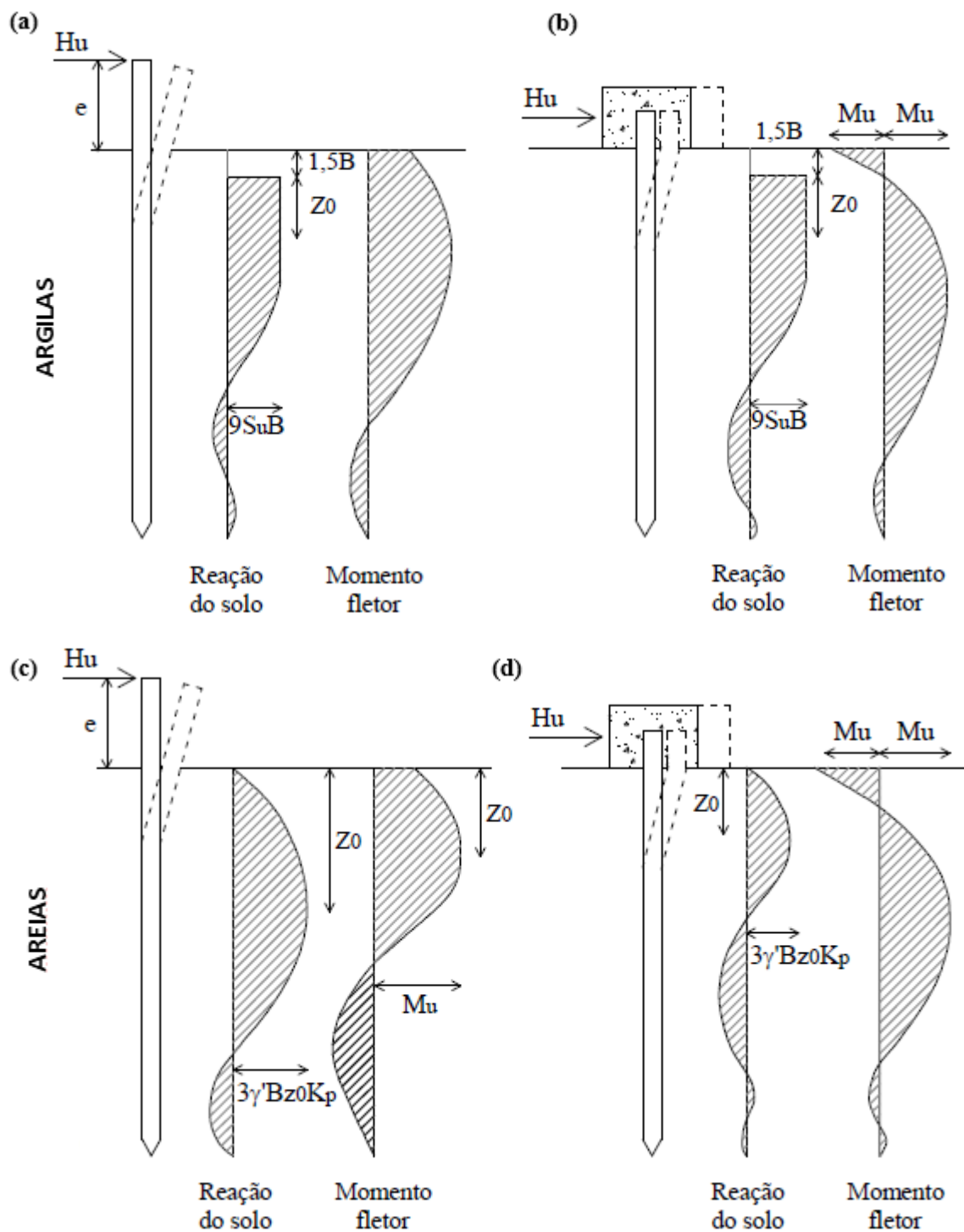


Figura 2.25– Mecanismos de ruptura, distribuição de pressões e diagramas de momento fletor segundo Broms (1964) para estacas longas: a) com topo livre em solo argiloso; b) com topo engastado em solo argiloso; c) com topo livre em solo arenoso; d) com topo engastado em solo arenoso (VELLOSO E LOPES, 2010).

Nas figuras, S_u é a resistência não drenada, B é o diâmetro da estaca, γ é o peso específico do solo e K_p é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine.

a) Solos coesivos

Nos solos coesivos a resistência horizontal última de uma estaca aumenta com a profundidade, porém, Broms (1964a) sugere uma simplificação da distribuição da resistência admitindo que é nula até uma profundidade de $1,5.d$ e $9.c_u.d$ a partir dessa profundidade (Figura 2.26).

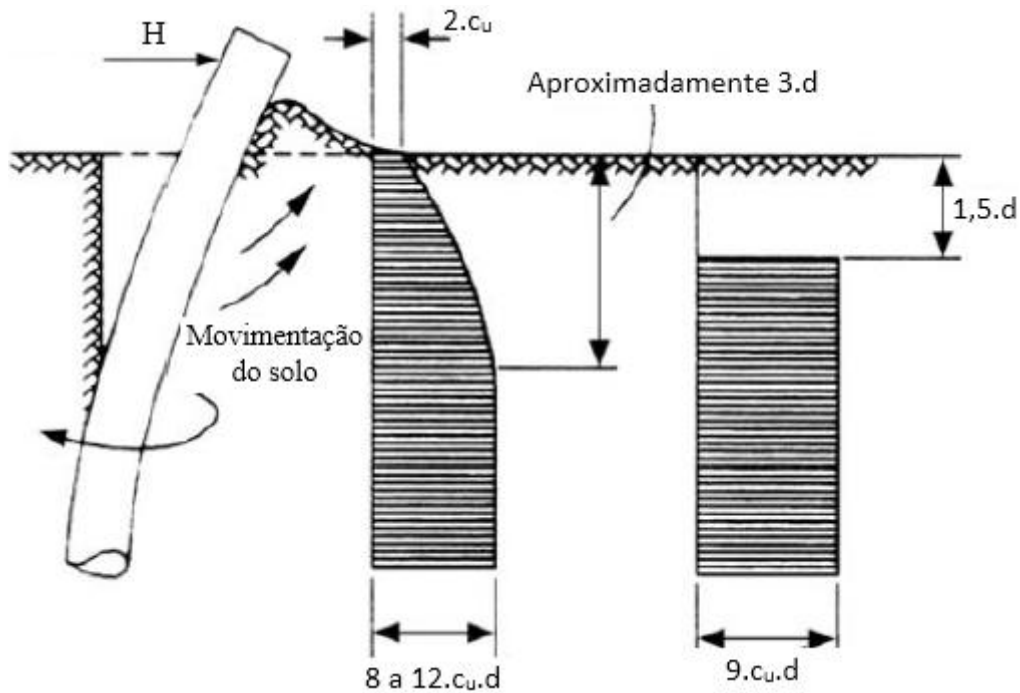


Figura 2.26– Distribuição provável e adotada das reações últimas do solo de uma estaca isolada com cabeça livre em solo coesivo (BROMS, 1964a).

Na figura, c_u é a resistência não drenada, d é o diâmetro da estaca.

a) Estacas com topo livre

Nas figuras 2.24c e 2.25a são apresentadas as situações para estacas curtas e longas com topo livre. A posição do momento fletor máximo é dada pela seguinte expressão:

$$z_0 = \frac{H_u}{9 \cdot S_u \cdot B} \quad (2.69)$$

O valor do momento máximo atuante nessa posição para estacas curtas é dado pela seguinte expressão:

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \cdot (e + 1,5 \cdot B + 0,5 \cdot z_0) \quad (2.70)$$

Para estacas longas o $M_{m\acute{a}x}$ é substituído por M_u (momento de ruptura da estaca), sendo obtido H_u .

No caso de estacas curtas:

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25 \cdot B \cdot g^2 \cdot S_u \quad (2.71)$$

Em que:

g = Distância entre a profundidade da seção onde ocorre o momento fletor máximo e a ponta da estaca.

Para obter o valor de H_u substitui-se na Equação 2.70 o valor de $M_{m\acute{a}x}$ obtido pela Equação 2.71 obtendo a seguinte equação:

$$H_u = \frac{2,25 \cdot B \cdot g^2 \cdot S_u}{e + 1,5 \cdot B + 0,5 \cdot z_0} \quad (2.72)$$

b) Estacas com topo engastado

Nas figuras 2.24d e 2.25b são apresentadas as situações para estacas curtas e longas com topo engastado.

Para estacas curtas as expressões da força horizontal última e momento fletor máximo são:

$$H_u = 9 \cdot S_u \cdot B \cdot (L - 1,5 \cdot B) \quad (2.73)$$

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \cdot (0,5 \cdot L + 0,75 \cdot B) \quad (2.74)$$

Para estacas intermediárias a somatória dos momentos fletores em relação à superfície fornece a seguinte expressão:

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \cdot (1,5 \cdot B + 0,5 \cdot z_0) - M_u \quad (2.75)$$

Para o cálculo de H_u , $M_{\text{máx}}$ é calculado pela Equação 2.71. Caso $M_{\text{máx}}$ seja igual ou maior a M_u o comportamento da estaca será de uma estaca longa. Para estacas longas substitui-se $M_{\text{máx}}$ por M_u na Equação 2.74, obtendo-se a seguinte expressão:

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{1,5 \cdot B + 0,5 \cdot z_0} \quad (2.76)$$

Na Figura 2.27 são apresentadas soluções gráficas que permitem calcular H_u para estacas curtas e longas, com topo livre ou engastado, em solos argilosos.

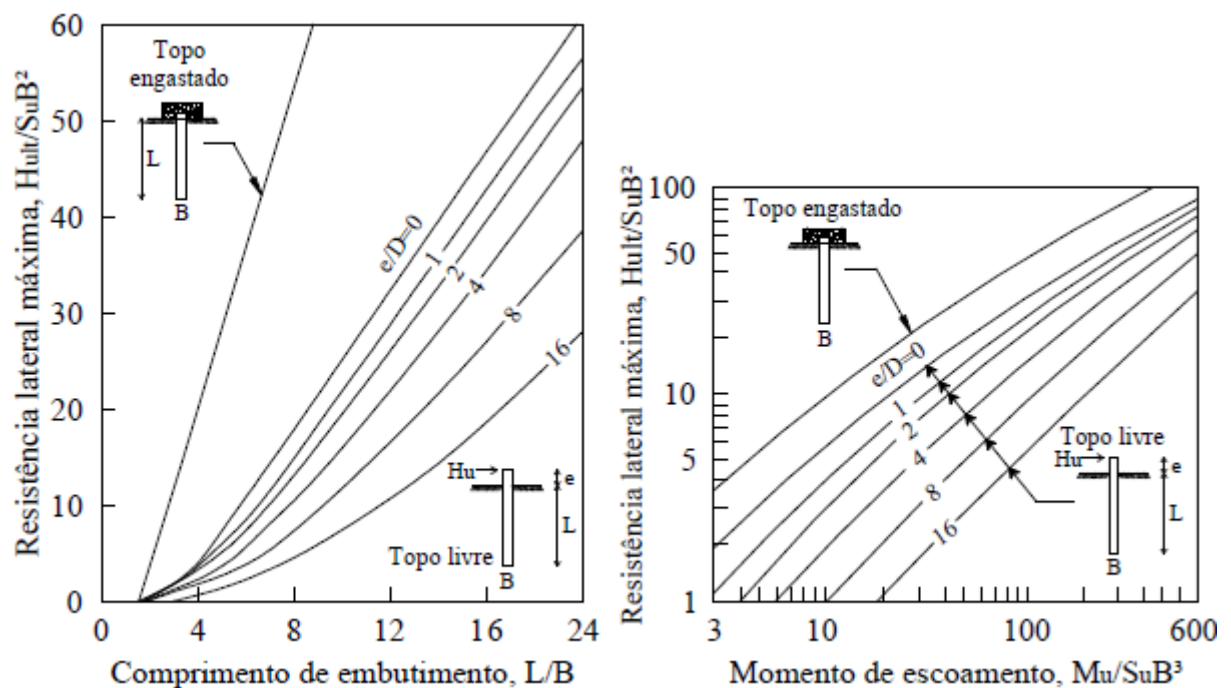


Figura 2.27– Resistência lateral última em solos coesivos: a) estacas curtas; b) estacas longas (BROMS, 1964a).

b) Solos não-coesivos

Broms (1964b) trata igualmente de forma simplificada a distribuição das reações últimas em solos não- coesivos. Na sua análise desprezou o empuxo ativo atuante na parte posterior da estaca, considerou o empuxo passivo na face frontal da estaca igual a três vezes o valor do empuxo passivo de Rankine, propôs que a distribuição da reação horizontal do solo não é influenciada pela forma da seção da estaca, considerou que os deslocamentos analisados

mobilizam totalmente a resistência lateral do solo e admitiu o peso específico do solo constante com a profundidade. Portanto a distribuição da resistência lateral do solo é igual a:

$$p_u = 3 \cdot \sigma'_v \cdot K_p \quad (2.77)$$

Em que:

σ'_{vz} = Tensão vertical efetiva;

K_p = Coeficiente de empuxo passivo de Rankine.

a) Estacas com topo livre

Nas figuras 2.24e e 2.25c são apresentadas as situações para estacas curtas e longas com topo livre.

Nas estacas curtas ocorre um giro numa seção próxima à ponta, onde para análise matemática, as altas pressões que agem ali são substituídas por uma força concentrada atuando na ponta. Realizando somatória de momentos em relação à ponta da estaca obtém-se a força horizontal última:

$$H_u = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot L^3 \cdot K_p}{e + L} \quad (2.78)$$

O momento fletor máximo ocorre a uma profundidade dada pela seguinte expressão:

$$z_0 = 0,82 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{B \cdot K_p \cdot \gamma}} \quad (2.79)$$

O momento fletor máximo é calculado através da seguinte expressão:

$$M_{m\acute{a}x} = H_u \cdot \left(e + \frac{2}{3} \cdot z_0 \right) \quad (2.80)$$

Para estacas longas o momento fletor máximo ($M_{m\acute{a}x}$) é igualado ao momento de ruptura (M_u), obtendo a seguinte expressão para o cálculo da força horizontal última:

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{B \cdot K_p \cdot \gamma}}} \quad (2.81)$$

b) Estacas com topo engastado

Nas figuras 2.24f e 2.25d são apresentadas as situações para estacas curtas e longas com topo engastado.

Do equilíbrio de forças é obtida a seguinte expressão para estacas curtas:

$$H_u = 1,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot L^2 \cdot K_p \quad (2.82)$$

O momento fletor máximo é calculado através da seguinte expressão:

$$M_{máx} = \frac{2}{3} \cdot H_u \cdot L \quad (2.83)$$

No caso do momento fletor máximo ($M_{máx}$) ser maior ao momento de ruptura (M_u) só num ponto ao longo do comprimento da estaca, o mecanismo de ruptura é de uma estaca intermediária, então do equilíbrio de forças é obtida a força atuante na ponta da estaca:

$$F = \left(\frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot L^2 \cdot K_p \right) - H_u \quad (2.84)$$

Então a somatória dos momentos fletores em relação ao topo da estaca fornece a seguinte expressão:

$$M_{máx} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot L^3 \cdot K_p - H_u \cdot L \quad (2.85)$$

No caso do momento fletor máximo ($M_{máx}$) ser maior ao momento de ruptura (M_u) em mais de um ponto ao longo do comprimento da estaca, o mecanismo de ruptura é de uma estaca longa. Nesse caso, se a seção da estaca tiver momentos de ruptura positivos e negativos diferentes a força última é:

$$H_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{B \cdot K_p \cdot \gamma}}} \quad (2.86)$$

Se os dois momentos de ruptura forem iguais:

$$H_u = \frac{2 \cdot M_u}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{B \cdot K_p \cdot \gamma}}} \quad (2.87)$$

Na Figura 2.28 são apresentadas soluções gráficas que permitem calcular H_u para estacas curtas e longas, com topo livre ou engastado, em solos não-coesivos.

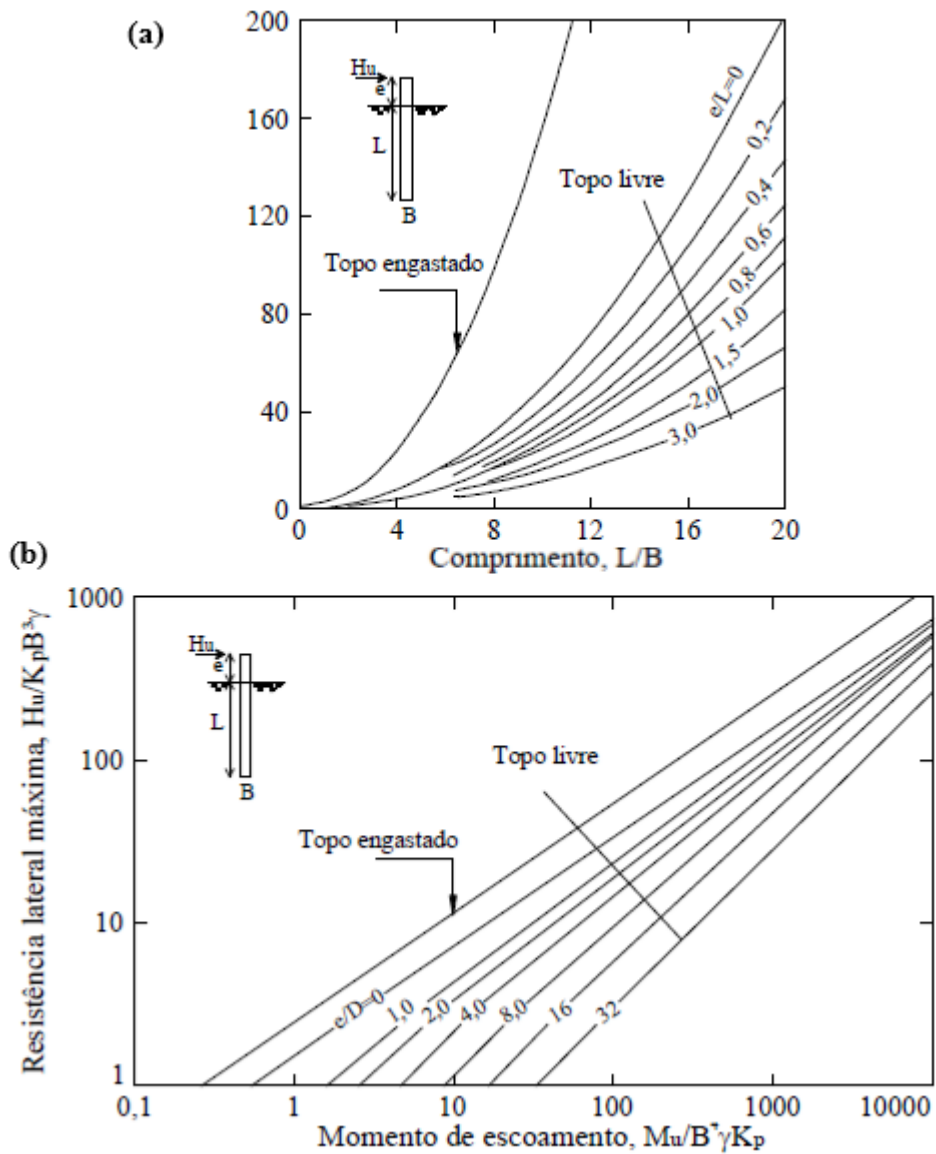


Figura 2.28– Resistência lateral última em solos não-coesivos: a) estacas curtas; b) estacas longas (BROMS, 1964b).

2.3.4.3 Método de Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) desenvolveram um método simples para determinar a capacidade de carga de estacas carregadas horizontalmente, imersas em solos arenosos e argilosos. O método não considera a possibilidade de engastamento do topo e é representado no esquema de uma estaca com topo livre da Figura 2.29:

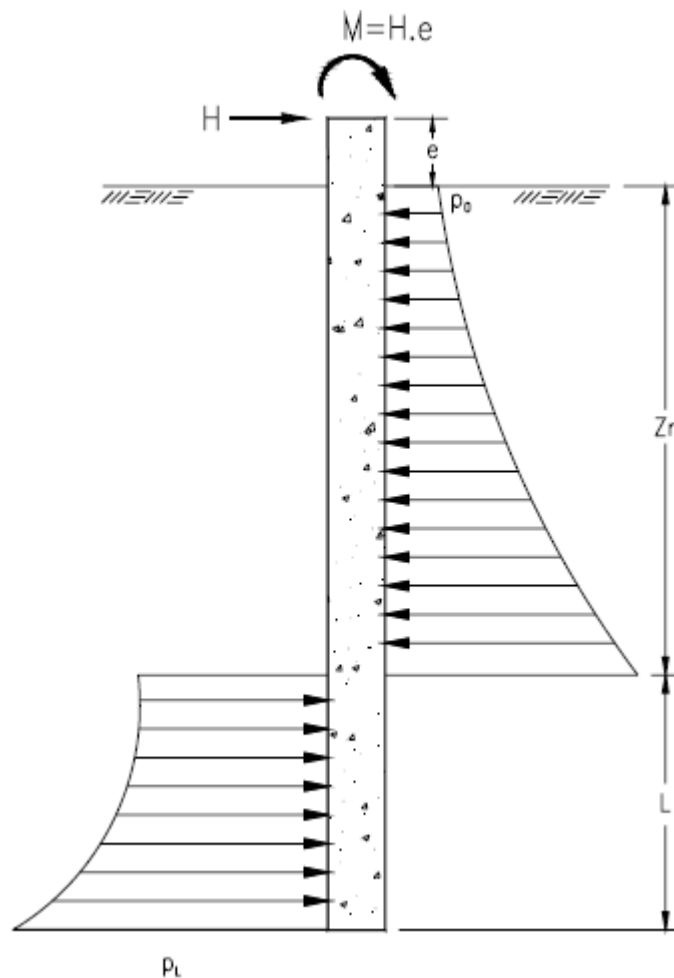


Figura 2.29– Esquema estático de uma estaca com topo livre carregada transversalmente (POULOS E DAVIS, 1980).

a) Estacas curtas

Considerando no esquema da Figura 2.29 uma estaca curta (rígida e, como consequência, a ruptura do solo ocorre antes da ruptura da estaca) submetida simultaneamente a uma força horizontal, H , e um momento fletor, M , os valores de H e M podem aumentar até atingir valores máximos, H_u e M_u , que causam a ruptura do solo. A uma profundidade z_r encontra-se a máxima

tensão transferida ao solo, p_u , então agrupando as ações que provocam a ruptura da estaca e mobilização máxima da reação do solo ao longo do comprimento, obtemos as seguintes expressões de equilíbrio limite para força horizontal última e momento fletor último:

$$\sum H = 0 \quad H_u = \int_0^{z_r} p_u \cdot d \cdot dz + \int_{z_r}^L p_u \cdot d \cdot dz \quad (2.88)$$

$$\sum M = 0 \quad M_u = - \int_0^{z_r} p_u \cdot d \cdot z \cdot dz - \int_{z_r}^L p_u \cdot d \cdot z \cdot dz \quad (2.89)$$

Em que:

p_u = Máxima tensão transferida ao solo;

d = Diâmetro da estaca;

z_r = Profundidade de rotação.

Considerando uma distribuição uniforme de reação do solo (p_u) para solos argilosos rijos, ao longo do comprimento da estaca ($p_0=p_L=p_u$), então a Equação 2.88 pode ser reescrita para profundidade de rotação como:

$$z_r = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{H_u}{p_u \cdot d} \cdot L \right) \quad (2.90)$$

E resolvendo a Equação 2.89 para a carga horizontal máxima obtém-se:

$$H_u = (p_u \cdot d \cdot L) \cdot \left[\sqrt{\left(1 + \frac{2 \cdot e}{L}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2 \cdot e}{L}\right) \right] \quad (2.91)$$

Em que:

L = Comprimento da estaca;

e = Distância da superfície do terreno ao ponto de aplicação da força.

No caso de uma distribuição linear da reação do solo (p_u) para solos arenosos e solos moles, isto é, p_0 no topo e p_L na ponta da estaca, então é obtida a seguinte equação:

$$H_u = (p_L \cdot d \cdot L) \cdot \left[\left(1 - \frac{p_0}{p_L}\right) \cdot \left(\frac{z_r}{L}\right)^2 + \left(2 \cdot \frac{p_0}{p_L}\right) \cdot \left(\frac{z_r}{L}\right) - \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{p_0}{p_L}\right) \right] \quad (2.92)$$

Em que:

p_L = Tensão transferida ao solo na ponta da estaca;

p_0 = Tensão transferida ao solo na cabeça da estaca.

b) Estacas longas

Para estacas relativamente longas, a resistência horizontal do solo pode ser determinada pela resistência da própria estaca, antes da total mobilização da reação horizontal máxima do solo (POULOS E DAVIS, 1980). Nesse caso, o momento máximo que ocorre no ponto de esforço nulo, é calculado assumindo total mobilização da resistência do solo acima desse ponto. Então a carga horizontal última da estaca será o menor dos seguintes dois valores:

- Força horizontal que causa a ruptura do solo acima da seção de momento fletor máximo (a capacidade de carga horizontal é regida pela resistência do solo).
- Força horizontal que produz o momento fletor máximo que plastifica o material da estaca (a capacidade de carga horizontal é regida pelas características da estaca).

c) Cálculo da resistência horizontal última (p_u)

Poulos e Davis (1980) definiram que para um solo puramente coesivo a resistência horizontal última (p_u) varia até uma profundidade de três vezes o diâmetro da estaca ($3 \cdot d$), começando com um valor de $2 \cdot c_u$ na superfície do terreno até 8 a $12 \cdot c_u$, a partir de $3 \cdot d$ a resistência horizontal última permanece constante (Figura 2.26). Então a resistência horizontal última é definida pela seguinte equação:

$$p_u = K_c \cdot c \quad (2.93)$$

Em que:

K_c = Fator de resistência lateral;

c = Coesão.

O fator de resistência lateral (K_c) depende da razão entre a adesão (c_a) e a coesão (c) e da forma da seção da estaca (b/d). Na Figura 2.30 é apresentado um gráfico fornecido por Poulos e Davis (1980) para a determinação de K_c .

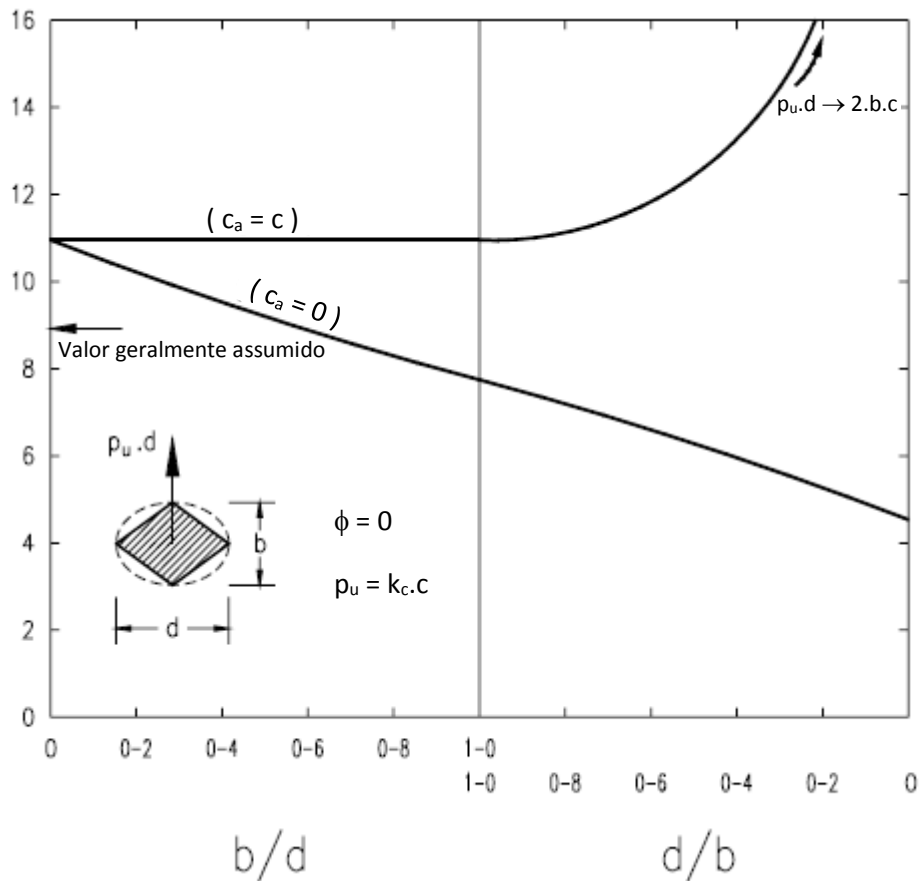


Figura 2.30– Determinação de K_c para solos puramente coesivos (POULOS E DAVIS, 1980).

No caso de solos não- coesivos, Poulos e Davis (1980) recomendam determinar p_u pelo método de Brinch-Hansen (1961) apresentado no item 2.3.4.1.

2.3.4.4 Método de Meyerhof (1995)

Meyerhof (1995) forneceu soluções para estacas rígidas e flexíveis carregadas lateralmente. Segundo o método de Meyerhof (1995), uma estaca é classificada como flexível se satisfazer a seguinte condição:

$$K_r = \frac{E \cdot I}{E_s \cdot L^4} \leq 0,01 \quad (2.94)$$

Em que:

K_r = Rigidez relativa da estaca;

$E.I$ = Rigidez flexional da estaca;

E_s = Módulo de deformabilidade do solo;

L = Comprimento da estaca.

Para estacas curtas em solo arenoso Meyerhof (1995) define a resistência por carga lateral última através da seguinte expressão:

$$Q_u = 0,12. \gamma. D. L^2. K_{br} \leq 0,4. p_l. D. L \quad (2.95)$$

Em que:

γ = Peso específico do solo;

K_{br} = Coeficiente de pressão líquida resultante do solo (Figura 2.31);

p_l = Pressão limite obtida através de ensaios de Pressiômetro.

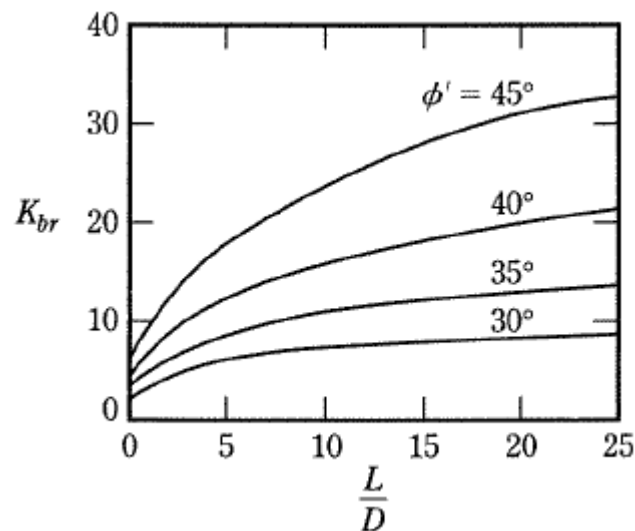


Figura 2.31– Variação do coeficiente K_{br} em função de L/D e o ângulo de atrito efetivo (DAS, 2006).

A pressão limite pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$p_l = 0,4. p_a. N_q. \tan(\phi') \quad (2.96)$$

Em que:

N_q = Coeficiente de capacidade de carga em função do ângulo de atrito (Tabela 2.12);

p_a = Pressão atmosférica (aproximadamente 100 kN/m^2);

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo.

Tabela 2.12- Coeficientes de capacidade de carga (DAS, 2006).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1	0	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,2	14,47
2	5,63	1,2	0,15	28	25,8	14,72	16,72
3	5,9	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,4	22,4
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,3	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,8	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,2	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,9	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,1	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,8	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,4	5,39	46	152,1	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,2	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,2	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,6	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88				

Para estacas longas em solo arenoso, a carga lateral última é calculada através da Equação 2.95 substituindo o comprimento total da estaca (L) por um comprimento efetivo (L_e):

$$L_e = 1,65 \cdot K_r^{0,12} \cdot L \leq 1 \quad (2.97)$$

2.3.5 Curvas p - y

O desenvolvimento das plataformas “off-shore” no mar gerou a realização de amplas pesquisas sobre estacas carregadas transversalmente, nessas pesquisas ao invés do uso de “molas lineares” (definidas na hipótese de Winkler), foram utilizadas “molas não lineares” por meio do traçado de curvas p - y . As curvas p - y descrevem a relação não linear entre a resistência do solo que atua contra o fuste e o deslocamento horizontal da estaca e geralmente são apresentadas em gráficos que relacionam a reação do solo (p) com o deslocamento lateral (y) (Figura 2.32).

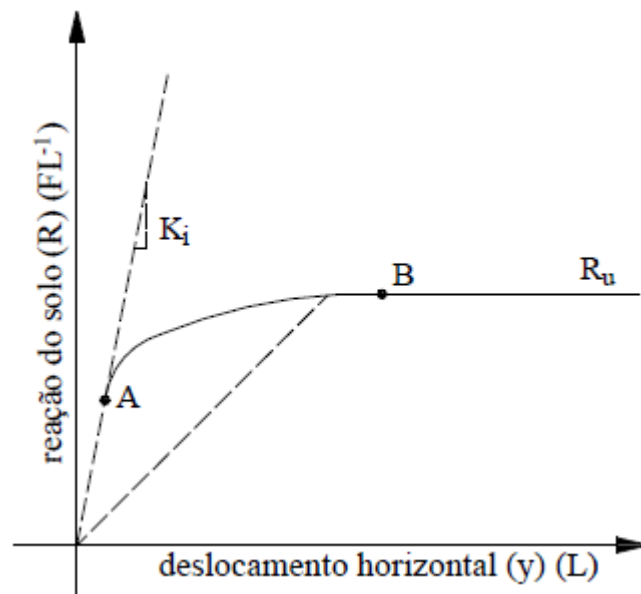


Figura 2.32– Curva p - y típica (SOUSA, 2006).

Como é evidenciado na Figura 2.32, inicialmente numa curva p - y o comportamento do solo é elástico-linear com a predominância de pequenas deformações, com o aumento das solicitações a taxa de crescimento da reação do solo começa a diminuir com predominância de deformações intermediárias. Finalmente a reação do solo atinge o seu valor de resistência última, com presença de grandes deformações e em geral um comportamento plástico do solo.

O solo não é adequadamente representado por modelos lineares elásticos pois o seu comportamento tensão-deformação é não-linear. Por isso ao trabalhar com métodos baseados nas curvas p - y obtém-se soluções mais realistas. Os métodos baseados nas curvas p - y permitem traçar curvas ao longo do fuste da estaca, considerando uma mobilização da resistência lateral em função do nível de deslocamento (Figura 2.33).

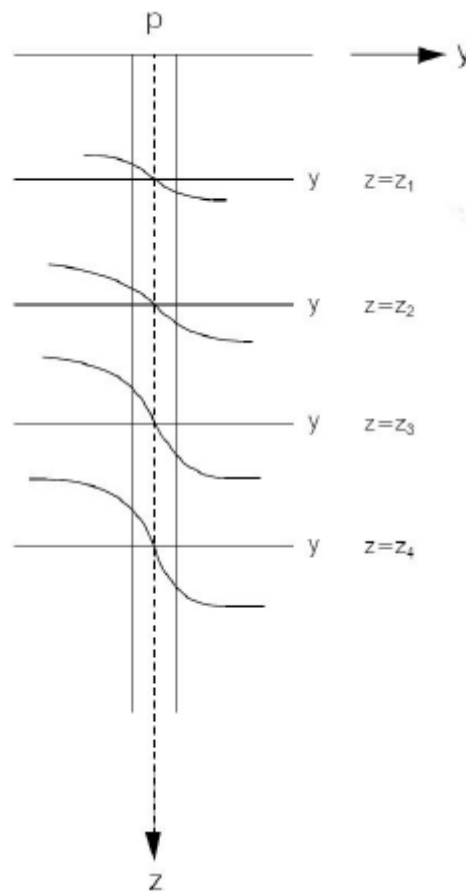


Figura 2.33– Curvas p - y em profundidade (SOUSA, 2006).

De acordo com Sousa (2006), na fase de carregamento inicial a relação p - y pode ser representada através do módulo de reação tangente ou inicial (K_i), então no caso de pequenas deformações pode admitir-se que o modelo de Winkler se aproxima adequadamente. No entanto nos casos de grandes deformações nos quais a reação do solo está próxima a seu valor limite é necessário considerar a não linearidade da relação p - y através da adoção do módulo secante do solo (K_s), definido pela inclinação da secante desde a origem do gráfico até qualquer ponto da curva p - y (Sousa, 2006).

Reese e Van Impe (2001) apresentam recomendações e considerações na definição das curvas p - y e destacam a relação da qualidade da investigação do solo com a confiabilidade dos resultados, dado que o traçado das curvas p - y em areias e argilas é baseado no ângulo de atrito do solo e na resistência não drenada, respectivamente. De acordo com Reese e Van Impe (2001) o diâmetro da estaca não tem influência na definição das curvas p - y em areias, considerando casos de estudos com estacas de pequeno e grande diâmetro.

A seguir serão apresentados dois dos principais métodos para o traçado das curvas p - y em solo arenoso, o método de Reese *et al.* (1974) e o método proposto pelo American Petroleum Institute (API, 1993).

2.3.5.1 Método de Reese *et al.* (1974)

O método apresentado por Reese *et al.* (1974) foi desenvolvido a partir dos resultados de provas de carga estática realizadas em estacas metálicas instrumentadas em solo arenoso. As estacas metálicas ensaiadas foram cravadas e ocas, com diâmetro de 0,61 m, 9,5 mm de espessura e comprimentos totais de 21 m. Os resultados obtidos foram satisfatórios e junto a considerações empíricas permitiram a elaboração do método que é válido para carregamentos estáticos ou cíclicos e baseia-se em parâmetros do solo como o ângulo de atrito (ϕ), o peso específico do solo (γ) e o coeficiente de reação horizontal do solo (n_h).

Para o desenvolvimento do método Reese *et al.* (1974) analisa as estacas carregadas horizontalmente para pequenas e grandes profundidades. Para a análise em pequenas profundidades, a superfície da estaca é assumida lisa, e como consequência, não são geradas forças tangenciais. Nessa primeira análise, utilizando a teoria de Mohr-Coulomb e o coeficiente de empuxo de Rankine na cunha de solo representada na Figura 2.34, é calculada a resistência passiva em pequena profundidade (p_{sl}).

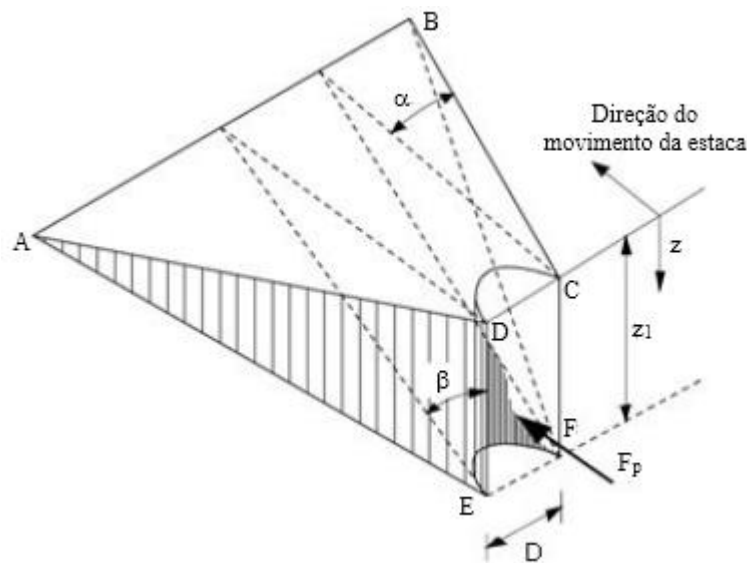


Figura 2.34– Modelo de ruptura do solo para pequenas profundidades (REESE *et al.*, 1974).

A segunda análise, realizada para profundidades maiores, assume que os efeitos da superfície não influenciam o deslocamento do solo arenoso ao redor da estaca. Na Figura 2.35 é apresentado o modelo de ruptura usado para o cálculo da resistência horizontal última (p_{sd}), no qual assume-se que o movimento da estaca causa a ruptura por cisalhamento dos blocos 1,2,4 e 5 e o escorregamento do bloco 3.

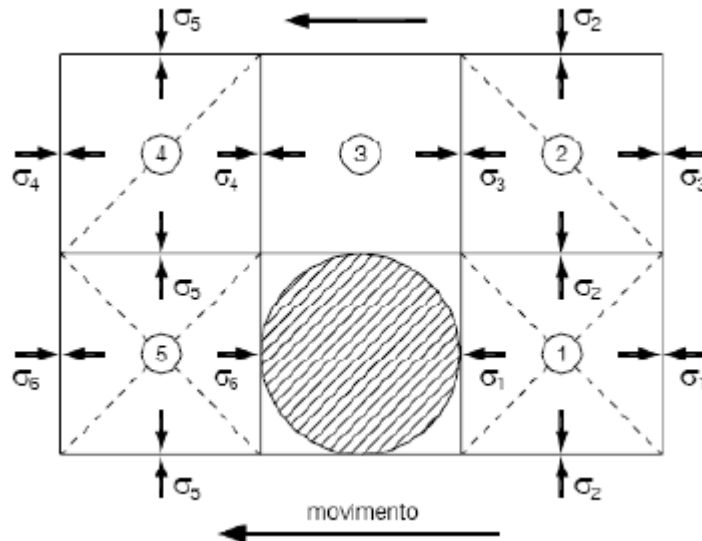


Figura 2.35– Modelo de ruptura do solo para grandes profundidades (REESE *et al.*, 1974).

A resistência horizontal última teórica (p_s) será o menor valor calculado através das seguintes equações:

$$p_{sl} = \gamma' \cdot z \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (b + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) \right] \quad (2.98)$$

$$p_{sd} = K_a \cdot b \cdot \gamma' \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot b \cdot \gamma' \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta \quad (2.99)$$

Em que:

p_{sl} = Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para pequenas profundidades;

p_{sd} = Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para grandes profundidades;

γ' = Peso específico efetivo do solo;

K_0 = Coeficiente de empuxo em repouso de Rankine (Reese *et al.* (1974) recomenda usar um valor de 0,4);

z = Profundidade de análise;

ϕ = Ângulo de atrito interno do solo;

β = Obtido da teoria de Rankine para empuxo passivo, $\beta = 45 + \phi/2$;

α = Ângulo que relaciona o índice de vazios da areia, $\alpha = \phi/2$;

b = Diâmetro da estaca;

K_a = Coeficiente de empuxo ativo de Rankine, $K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$.

Depois de calcular a resistência horizontal última teórica (p_s) (menor valor das equações 2.98 e 2.99), calcula-se a profundidade “x” na qual os valores das equações são iguais. Abaixo dessa profundidade usa-se a Equação 2.99 e acima a Equação 2.98. A curva p - y construída pelo método de Reese *et al.* (1974) possui o formato apresentado na Figura 2.36, nessa curva os pontos k , m e u são fundamentais na hora de definir o traçado da curva.

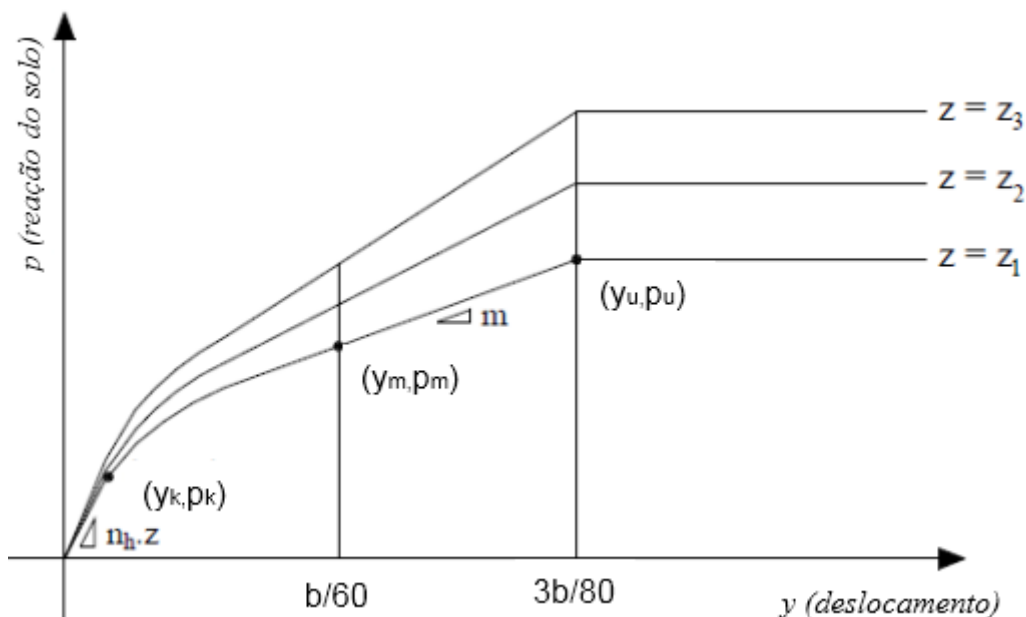


Figura 2.36– Curva p - y típica para estacas em solos arenosos (REESE *et al.*, 1974).

Cox *et al.* (1974) obteve pouca concordância da capacidade de carga teórica (p_s) com os resultados de testes em grande escala, assim, a resistência horizontal última (p_u) foi recalculada introduzindo um valor A que varia em função do tipo de carregamento (estático ou cíclico), o diâmetro (b) e a profundidade de cálculo (z):

$$p_u = A_s \cdot p_s \text{ ou } p_u = A_c \cdot p_s \quad (2.100)$$

Em que:

A_s , A_c = Coeficientes empíricos que variam em função do tipo de carregamento e a profundidade, determinados a partir do gráfico apresentado na Figura 2.37.

É calculada a resistência horizontal média do solo (p_m) através da seguinte equação:

$$p_m = B_s \cdot p_s \text{ ou } p_m = B_c \cdot p_s \quad (2.101)$$

Em que:

B_s , B_c = Coeficientes empíricos que variam em função do tipo de carregamento e a profundidade, determinados a partir do gráfico apresentado na Figura 2.37.

Os deslocamentos horizontais correspondentes à resistência horizontal última e à resistência horizontal media são y_u e y_m respetivamente e são definidos como:

$$y_u = \frac{3b}{80} \quad (2.102)$$

$$y_m = \frac{b}{60} \quad (2.103)$$

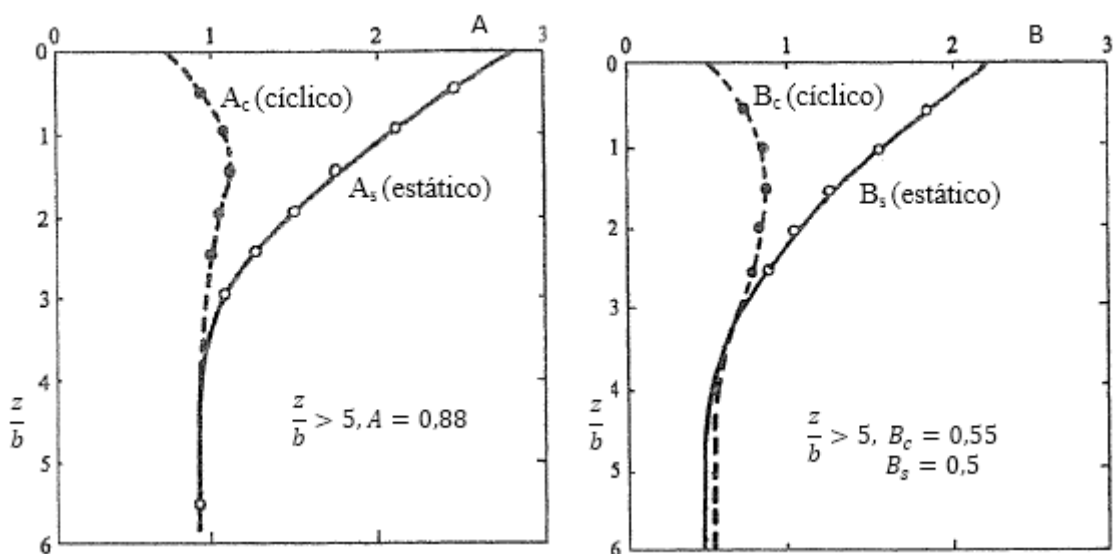


Figura 2.37– Gráficos dos coeficientes empíricos A e B (REESE *et al.*, 1974).

Conforme apresentado na Figura 2.36 o trecho inicial da curva p - y (desde a origem até o ponto k) é uma linha reta, essa linha é definida através da seguinte função:

$$p(y) = n_h \cdot z \cdot y \quad (2.104)$$

Em que:

n_h = Coeficiente de reação horizontal, caso seja desconhecido os autores recomendam o uso dos valores apresentados na Tabela 2.13.

Tabela 2.13- Valores representativos de n_h para areias (REESE *et al.*, 1974).

Compacidade Relativa	Fina	Media	Grossa
n_h (MN/m ³) - Areia saturada	5,4	16,3	34
n_h (MN/m ³) - Areia não saturada	6,8	24,4	61

Conforme apresentado na Figura 2.36, entre os pontos k e m a curva tem um comportamento parabólico que é representado pela seguinte função:

$$p(y) = C \cdot y^{1/n} \quad (2.105)$$

Em que n e C são constantes definidas pelas seguintes equações:

$$n = \frac{p_m}{s \cdot y_m} \quad (2.106)$$

$$C = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad (2.107)$$

Em que:

$$S = \text{Inclinação da reta entre os pontos } m \text{ e } u, s = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}$$

Finalmente é determinado o deslocamento correspondente ao ponto k (y_k) através da seguinte expressão:

$$y_k = \left(\frac{C}{n_h \cdot z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (2.108)$$

2.3.5.2 Método do American Petroleum Institute (1993)

Murchison e O'Neil (1984) fizeram simplificações ao método de Reese *et al.* (1974), essas simplificações foram aceitas e adaptadas pelo comitê de revisores do American Petroleum Institute. O método descrito pelo API (1993) define a resistência horizontal última do solo como o menor dos dois valores fornecidos pelas seguintes expressões:

$$p_{us} = (C_1 \cdot z + C_2 \cdot D) \cdot \gamma' \cdot z \quad (2.109)$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma' \cdot z \quad (2.110)$$

Em que:

p_{us} = Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para pequenas profundidades;

p_{ud} = Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento, para grandes profundidades;

γ' = Peso específico efetivo do solo;

z = Profundidade de análise;

D = Diâmetro da estaca;

C_1, C_2, C_3 , = Coeficientes em função do ângulo de atrito do solo determinados através da Figura 2.38.

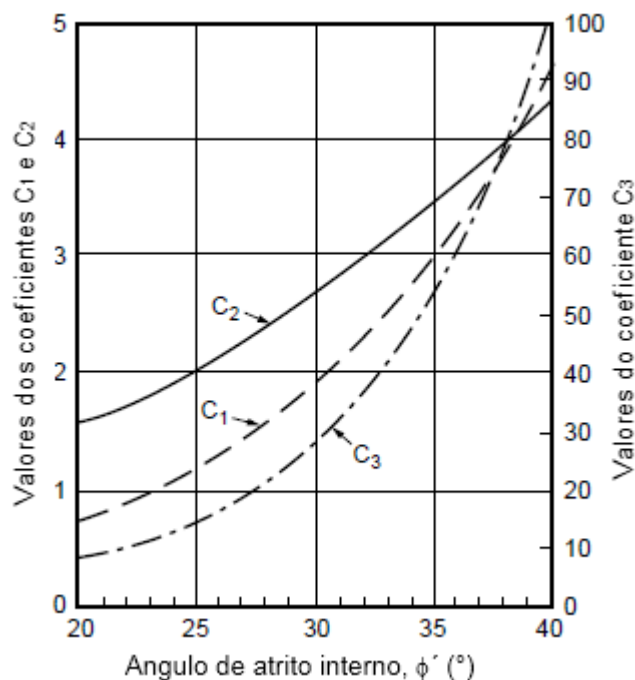


Figura 2.38– Coeficientes C_1, C_2, C_3 em função do ângulo de atrito do solo (ϕ') (API, 1993).

É possível traçar a curva p - y através de uma função hiperbólica que relaciona o deslocamento do solo e a resistência horizontal última (p_u):

$$p(y) = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{n_h \cdot z}{A \cdot p_u} \cdot y\right) \quad (2.111)$$

Em que:

p_u = Resistência horizontal última do solo por unidade de comprimento (menor valor obtido das equações 2.109 e 2.110);

n_h = Coeficiente de reação horizontal, caso seja desconhecido o autor recomenda o uso da Figura 2.39;

z = Profundidade de análise;

y = Deslocamento;

A = Fator que depende do tipo de carregamento:

- Para carregamento cíclico: $A = 0,9$; - Para carregamento estático: $A = \left(3 - 0,8 \cdot \frac{z}{D}\right) \geq 0,9$

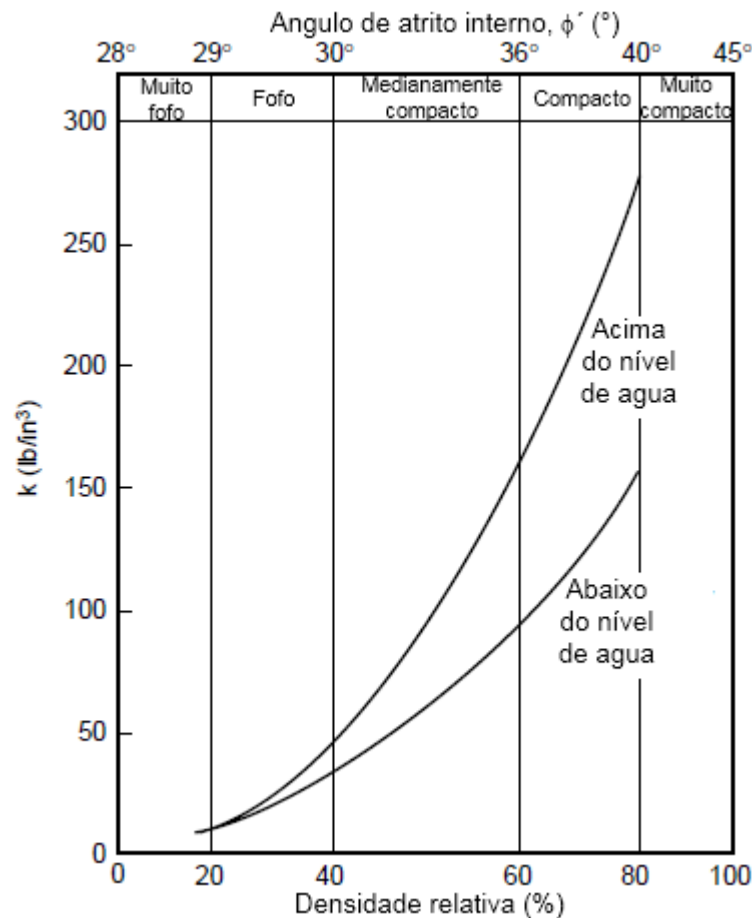


Figura 2.39– Coeficiente de reação horizontal em função do ângulo de atrito do solo (ϕ') e a densidade relativa (API, 1993).

2.3.6 Métodos de interpretação da curva carga *vs* deslocamento

Existem muitos métodos para a interpretação e determinação da carga de ruptura através da análise da curva carga *vs* deslocamento e cada processo permite calcular um valor diferente de capacidade de carga. Estes métodos podem ser classificados em quatro grupos:

- Do deslocamento limite: Nestes métodos a carga de ruptura é fixada em função de um valor de deslocamento máximo (método de Terzaghi (1943), Hansen (1963), Davisson (1972) e NBR 6122/2010).
- Da deformabilidade limite: Nestes métodos a carga de ruptura corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca (método de Fuller e Hoy (1970)).
- Da interseção das fases pseudo-elástica e pseudoplástica: Nestes métodos são definidas duas retas na curva carga *vs* deslocamento, uma reta corresponde à fase pseudo-elástica e a outra à fase pseudoplástica, a carga de ruptura é definida na interseção das retas (método de De Beer (1967) e Butler e Hoy (1977)).
- Da forma matemática: Nestes métodos a curva carga *vs* deslocamento é interpretada através de formulação matemática (método de Van der Veen (1953), Chin (1970), Mazurkiewicz (1972) e Método da Rigidez).

A escolha do método deve incluir uma análise rigorosa que evite a geração de grandes erros na interpretação dos resultados. De acordo com Amann (2008), os métodos que extrapolam a curva carga *vs* deslocamento por ajuste matemático são muito usados no Brasil, mas necessitam de refinamento para expressar o comportamento da estaca mais adequadamente.

Todos os métodos mencionados anteriormente foram desenvolvidos para determinar a capacidade de carga em estacas submetidas unicamente à compressão axial, não sendo conhecidos métodos para estimativa da carga de ruptura através da extrapolação da curva carga *vs* deslocamentos em estacas carregadas horizontalmente. A seguir são apresentados alguns desses métodos:

2.3.6.1 Van der Veen (1953)

Este método é muito utilizado no Brasil para extrapolar curvas que foram obtidas em provas de carga que não foram levadas até a ruptura. O método representa a curva carga *vs* deslocamento através da seguinte expressão:

$$P = R. (1 - e^{-\alpha r}) \quad (2.112)$$

Em que:

P = Carga no topo;

R = Carga de ruptura;

r = Deslocamento correspondente à carga;

α = Coeficiente de forma.

Aplicando a propriedade dos logaritmos é possível adaptar a expressão anterior para a equação geral de uma reta:

$$\alpha. r = -\ln\left(1 - \frac{P}{R}\right) \quad (2.113)$$

Plotando-se num gráfico, valores de $-\ln\left(1 - \frac{P}{R}\right)$ no eixo das ordenadas e no eixo das abscissas os recalques, então a carga de ruptura corresponderá à curva que mais se aproximar de uma reta (Figura 2.40).

Considerando que a reta não necessariamente deve passar pela origem do gráfico, Aoki (1976) reescreveu a Equação 2.113 para:

$$P = R. (1 - e^{-\alpha r - b}) \quad (2.114)$$

Em que b é o intercepto da reta com o eixo dos recalques, do gráfico em escala logarítmica.

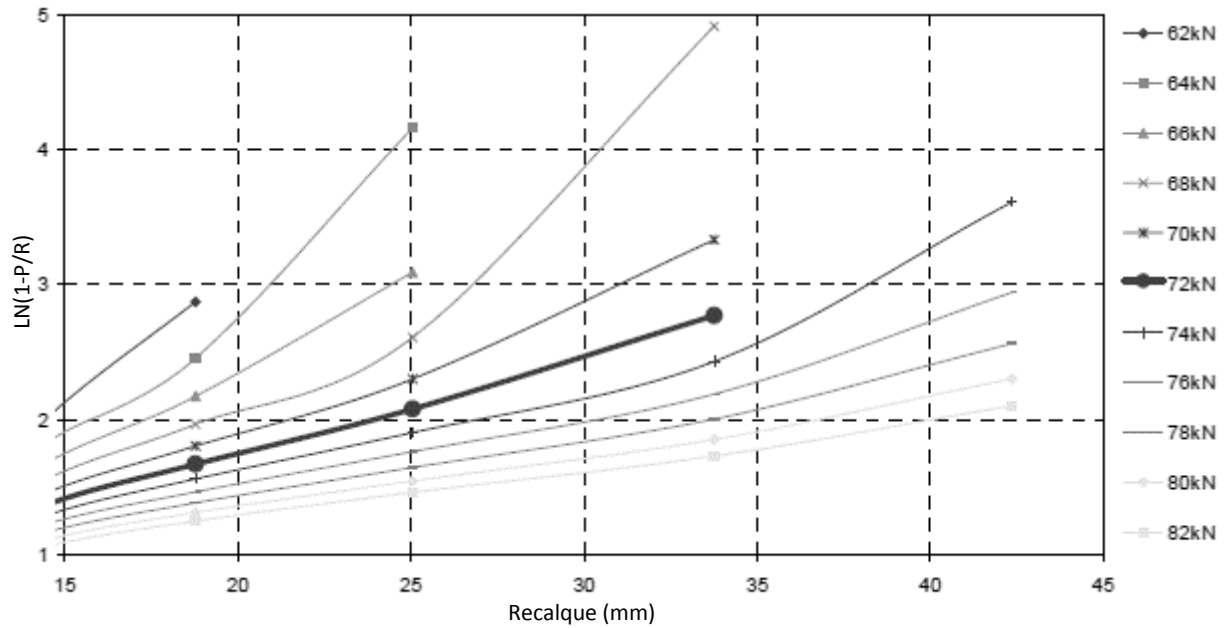


Figura 2.40– Solução gráfica do método de Van der Veen (1953) (ZAMMATARO, 2007).

2.3.6.2 Método da Rigidez (Décourt, 2008)

O Método da Rigidez define a rigidez de uma fundação como a relação entre a carga aplicada (Q) e o respectivo deslocamento (r):

$$R = \frac{Q}{r} \quad (2.115)$$

O método propõe traçar um gráfico com os valores de rigidez nas ordenadas e os valores de carga nas abscissas. Segundo Décourt (2008), o gráfico de rigidez permite visualizar a distância que se está da ruptura e identificar o domínio de transferência de carga pela ponta e pelo atrito lateral. Do gráfico obtêm-se duas situações possíveis de ruptura:

- a) Ruptura física: É a ruptura caracterizada quando a estaca apresentar rigidez nula, pressupondo deformação infinita para uma determinada carga.

$$Q_u = \lim_{r \rightarrow \infty} \frac{Q}{r} \rightarrow \frac{Q}{r} = 0 \quad (2.116)$$

Nesse caso os pontos do gráfico de rigidez formam uma linha reta. Analisam-se as diferentes equações de regressão linear possíveis e escolhe-se a que melhor se ajusta (maior valor de R^2). Finalmente a carga de ruptura será a interseção da reta com o eixo das abscissas (Figura 2.41).

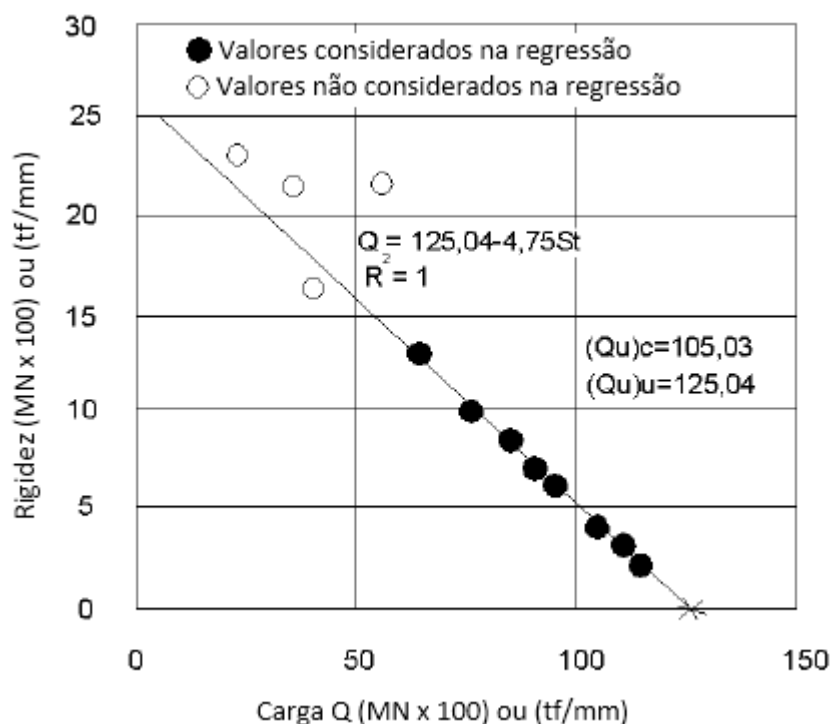


Figura 2.41– Gráfico de rigidez e ruptura física numa estaca (DÉCOURT, 2008).

- b) Ruptura convencional: A carga de ruptura convencional corresponde a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca. Este método é usado no caso de fundações que não se rompem (sapatas e bases de estacas escavadas), nessa situação os pontos do gráfico de rigidez formam uma assíntota sub-horizontal (não atingem o eixo das abscissas). É possível observar que a curva de melhor ajuste é do tipo log-log (Figura 2.42).

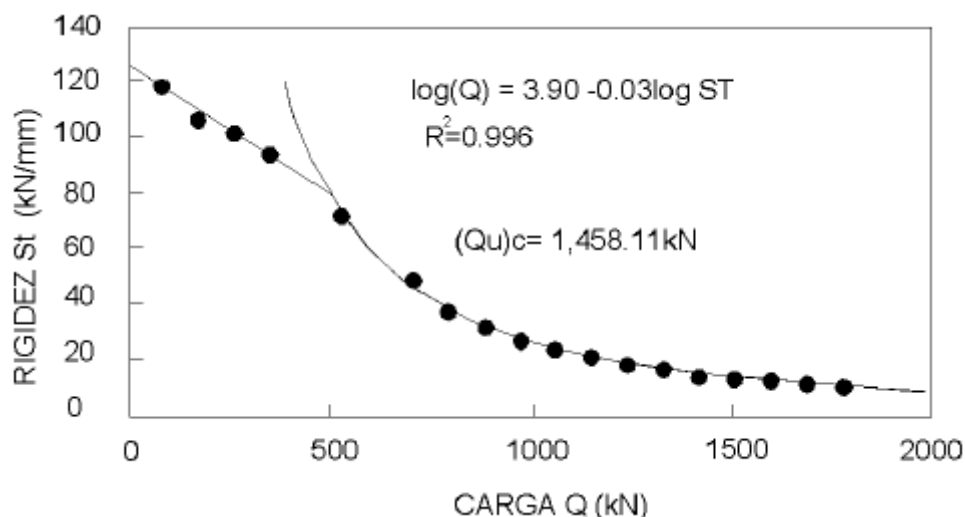


Figura 2.42– Gráfico de rigidez e ruptura convencional numa sapata (DÉCOURT, 2008).

2.4 Método dos elementos finitos

Segundo Zienkiewicz *et al.* (2013) o método dos elementos finitos é um procedimento geral de discretização de problemas da mecânica do contínuo colocado por expressões definidas matematicamente. Em geral o método dos elementos finitos (MEF) consiste na subdivisão de um meio contínuo em pequenos elementos, sem variação das propriedades do meio original. Cada elemento é descrito por equações diferenciais, que posteriormente são resolvidas através de modelos matemáticos.

O MEF foi inicialmente desenvolvido para análises de situações da engenharia estrutural, porém, posteriormente foi reconhecido como uma técnica aplicável a problemas importantes em diversos campos da engenharia e ciência em geral. Embora o MEF foi desenvolvido no final do século XVIII a sua viabilização só foi possível com o advento do computador digital. Teixeira (2006) definiu algumas suposições que genericamente são feitas na solução de problemas pelo MEF:

- ✓ O meio contínuo é subdividido em pequenos elementos interconectados (elementos finitos);
- ✓ Cada elemento tem uma função de aproximação de deslocamentos a ele associada;
- ✓ Cada elemento é conectado aos demais através de interfaces, que podem ser nós, linhas e/ou superfícies;
- ✓ É conhecida a relação deslocamento-deformação (equações de compatibilidade);

- ✓ É conhecida a relação tensão-deformação (modelos constitutivos).

A partir das suposições resumidas anteriormente Teixeira (2006) definiu as principais etapas de análise do MEF:

1. Discretização do meio contínuo;
2. Formulação das propriedades de cada elemento;
3. Montagem dos elementos para se obter o modelo discretizado do contínuo;
4. Imposição das condições de contorno do problema;
5. Solução do sistema de equações algébricas resultante, para cálculo dos graus de liberdade desconhecidos;
6. Cálculo das quantidades secundárias.

O comportamento de cada elemento é representado através de um sistema de equações que relacionam os deslocamentos e as forças nodais, essa relação é feita por meio da matriz de rigidez de cada elemento. A matriz de rigidez de cada elemento é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio, esses coeficientes variam em função da geometria e as propriedades constitutivas do problema adotadas inicialmente. Todas as equações de equilíbrio podem ser associadas obtendo parâmetros globais do sistema em função de um determinado número de graus de liberdade:

$$[K_g]\{\delta_g\} = \{F_g\} \quad (2.117)$$

Em que:

$[K_g]$ = Matriz de rigidez global;

$\{\delta_g\}$ = Vetor de deslocamentos nodais global;

$\{F_g\}$ = Vetor carregamento global.

Finalmente o sistema de equações é resolvido obtendo o cálculo dos graus de liberdade desconhecidos.

Atualmente o método de elementos finitos é bastante utilizado na engenharia geotécnica, pois permite modelar de forma realista o comportamento mecânico dos solos e a interação com as

estruturas envolvidas. Além disso permite a reprodução de sequências construtivas relativamente complexas (Vieira, 2013). Embora os resultados obtidos através do MEF são eficientes, é de muita importância ressaltar que a veracidade dos resultados vai depender da confiabilidade dos parâmetros de entrada (propriedades dos materiais) que compõem as matrizes constitutivas (matrizes de tensão e deformação).

Alguns autores já têm trabalhado com o método dos elementos finitos no estudo de estacas carregadas horizontalmente. É o caso de Ho-Young *et al.* (2013) e Ahmed (2013).

Ho-Young *et al.* (2013) realizaram provas de carga horizontal em quatro estacas escavadas na cidade de Iksan, Coreia do Sul, para estudar o comportamento de estacas carregadas horizontalmente, instaladas em solo granítico temperizado. Para o cálculo da carga horizontal última os autores aplicaram métodos teóricos: Hansen (1961) e Broms (1964); métodos que utilizam as curvas p - y : software computacional LPILE e FAD; um método elástico: Poulos (1971); e um programa de elementos finitos 3D chamado ABAQUS. Os autores concluíram que os métodos de Poulos (1971) e Broms (1964) tendem a subestimar a capacidade de carga lateral, pois esses métodos consideram separadamente os solos como puramente arenosos ou puramente argilosos. As curvas p - y fornecidas pelos softwares LPILE e FAD forneceram capacidades de carga conservadoras. Finalmente as análises por meio de ABAQUS forneceram resultados mais precisos, pois este método considerou a mudança da coesão e do volume do solo, provocado pelo atrito entre a estaca e o solo.

Ahmed (2014) realizou provas de carga em modelos reduzidos de laboratório que se constituíram de estacas metálicas curtas (0,32 m de comprimento) e longas (0,78 m de comprimento). O autor comparou os resultados experimentais com os resultados obtidos de uma modelagem numérica realizada utilizando o Software PLAXIS 3D Foundation. O modelo numérico foi desenvolvido considerando todas as propriedades geométricas e parâmetros do solo levados em consideração na análise experimental. Ahmed (2014) definiu a carga horizontal última como sendo a correspondente a um deslocamento equivalente ao 10% do diâmetro da estaca. Assim, comparando os resultados obtidos através dos dois tipos de análises o autor encontrou resultados semelhantes de cargas últimas, porém os valores experimentais foram sempre superiores.

Nesta pesquisa foram realizadas análises numéricas utilizando o software PLAXIS 3D Foundation, que é baseado no método dos elementos finitos (MEF). O software PLAXIS foi desenvolvido para a análise de deformações e estabilidade de problemas geotécnicos, utilizando uma interfase gráfica que permite gerar rapidamente um modelo geométrico e uma malha de elementos finitos. O desenvolvimento do PLAXIS começou na Universidade de Tecnologia de Delft no ano 1987, a partir de uma iniciativa do Departamento de Trabalhos Públicos e Direção da Água, com o objetivo inicial de desenvolver um software em 2D de fácil uso para a análise de terraplanagem em solos moles de Holanda. Posteriormente o uso do software foi estendido para outras áreas da engenharia e em 1998 foi lançado no mercado o primeiro PLAXIS 2D para Windows. Em 2001 foi posto à venda a primeira versão do PLAXIS em 3D chamado 3D TUNNEL e em 2004 foi comercializado o software PLAXIS 3D Foundation com o apoio da empresa TNO. Finalmente em 2010 foi lançado ao mercado o PLAXIS 3D, um software que é usado para modelar qualquer tipo de problema geotécnico.

O software PLAXIS 3D Foundation utiliza 3 modelos constitutivos para a representação do comportamento mecânico dos materiais: Modelo Elástico Linear (Linear Elastic), Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb e o Modelo de Solo com Endurecimento (Hardening Soil Model). Cada modelo constitutivo descreve a relação entre incrementos de tensão e deformação do material de maneira diferente de acordo às hipóteses iniciais.

2.4.1 Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb

Neste modelo a relação tensão-deformação do material é elástica linear até atingir um ponto de plastificação, este ponto é estabelecido pela superfície de ruptura definida pelo critério de Mohr-Coulomb. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb determina a resistência ao cisalhamento (τ) através da seguinte expressão:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.118)$$

Em que:

c = coesão;

σ = Tensão normal no plano de ruptura, no momento da ruptura;

ϕ = Ângulo de atrito.

Na Figura 2.43 é apresentada a relação tensão vs deformação do Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb, identificando que as deformações variam linearmente com as tensões até atingir uma determinada tensão que se mantém constante para acréscimo de deformações plásticas.

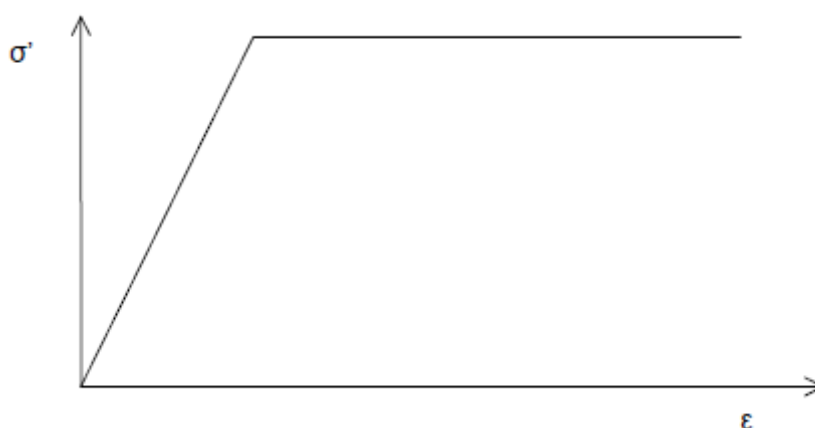


Figura 2.43– Relação tensão vs deformação do Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb.

Este modelo é definido por cinco parâmetros básicos: O módulo de deformabilidade (E), o coeficiente de Poisson (ν), o ângulo de atrito (ϕ), a coesão (c) e o ângulo de dilatância (ψ). Em geral o Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb é muito utilizado para modelar os solos pela simplicidade das variáveis que envolve, assim nesta pesquisa foi utilizado esse modelo para o modelamento das diferentes camadas de solo.

2.4.2 Modelo Elástico Linear

Para modelar estruturas maciças (estaca de concreto) foi utilizado o modelo Elástico Linear. Este modelo baseia-se na lei de Hooke generalizada que descreve a elasticidade linear e isotrópica e presume uma relação única entre tensão e deformação. É importante ressaltar que é um modelo inadequado para representar o comportamento não linear do solo.

Neste modelo o módulo cisalhante do solo (G) e o módulo de compressibilidade volumétrica (K) são relacionados ao módulo de deformabilidade (E) e ao coeficiente de Poisson (ν):

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.119)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (2.120)$$

2.4.3 Hardening Soil Model

O Hardening Soil Model ou modelo de Solo com Endurecimento, é um modelo hiperbólico onde a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais. A característica mais relevante deste modelo é que considera a dependência da tensão com a rigidez do solo através da teoria de plasticidade, ou seja, considera o aumento da rigidez e a resistência com a tensão de confinamento. O modelo também considera as deformações plásticas irreversíveis devido ao carregamento primário desviatório (cisalhamento) ou à compressão primária. O modelo leva em consideração o comportamento elasto-plástico do material através da incorporação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Este modelo é que melhor se ajusta ao comportamento do solo, porém para a sua utilização é obrigatória a definição de três módulos de deformabilidade: o módulo de deformabilidade secante, correspondente a 50% da tensão de ruptura (E_{50}), o módulo de deformabilidade nas trajetórias de descarga e recarga (E_{ur}) e o módulo de deformabilidade edométrico, que representa a rigidez a compressão unidimensional (E_{oed}). Esses módulos de deformabilidade podem ser calculados através de ensaios triaxiais e obtidos através das seguintes expressões:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p'_{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (2.121)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_1 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p'_{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (2.122)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p'_{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (2.123)$$

Em que:

σ'_1 = Tensão principal maior;

σ'_3 = Tensão principal menor;

$E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}, E_{ur}^{ref}$ = Módulos de referência correspondentes a valores de σ'_1 e σ'_3 iguais a uma tensão de referência, p'_{ref} , geralmente considerada igual a 100 kPa;

c', ϕ' = Valores efetivos de coesão e ângulo de atrito respectivamente.

2.5 Solos tropicais

Os solos tropicais são aqueles que além de apresentarem características particulares de regiões tropicais úmidas, tem um comportamento mecânico e propriedades físico-químicas diferentes às estabelecidas na mecânica tradicional dos solos.

O clima, e mais especificamente as chuvas, exercem uma importante influência no intemperismo, assim enquanto maior é a disponibilidade de água, maior o volume de alterações possíveis. A abundância de chuvas permite a ocorrência de percolação intensa e profunda. Sendo assim, a temperatura e as variações térmicas marcadas, são os principais fatores da alteração física e química dos solos. As condições descritas anteriormente estão presentes nos solos tropicais, pois nessas regiões a temperatura pode variar mais de 10°C em um único dia (CAMAPUM DE CARVALHO *et al*, 2015).

Nas regiões tropicais em geral existem apenas duas estações climáticas: seca e chuvosa. A abundância de água no período chuvoso promove a retirada e transporte de sílica desde a superfície do terreno até níveis mais profundos, já no período seco, ocorre a fixação das partículas de ferro e de alumínio deixadas na superfície do solo. Em geral nos solos tropicais ocorre um processo de lixiviação no período chuvoso, caracterizado pelo transporte de material a níveis mais profundos, e um processo de ressecamento no período seco (CAMAPUM DE CARVALHO *et al*, 2015).

Os solos tropicais são subdivididos em dois grandes grupos: os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

Os solos lateríticos são solos superficiais e típicos das zonas altamente drenadas das regiões tropicais úmidas, nas quais ocorrem sucessivos ciclos de umedecimento e secagem. São solos resultantes de um processo denominado laterização que é caracterizado pela intensa migração de partículas sob a ação de infiltrações e evaporações e no qual há um enriquecimento do solo de óxidos hidratados de ferro ou alumínio com permanência de caulinita como argilomineral. Pela sua constituição mineral, estes tipos de solos apresentam comumente uma coloração homogênea, geralmente vermelho, amarelo, marrom ou alaranjado.

Segundo Nogami e Villibor (1995) uma das peculiaridades mais importantes dos solos lateríticos é o fato de estar quase sempre na forma agregada (torrões). Essa característica permite distinguir algumas propriedades típicas nesses solos em relação a sua macroestrutura:

- Apresentação de macro poros (solos porosos), que resulta em porosidade aparente (calculada) diferente da efetiva;
- Indicação de fração arenosa na curva granulométrica, onde muitas vezes, na realidade são concreções de frações argilosas;
- Pode apresentar o fenômeno de colapso, ou seja, diminuição drástica de volume ao se atingir um determinado nível de tensão.

De acordo com Nogami e Villibor (1995) embora a elevada porosidade, a baixa resistência e a baixa capacidade de suporte são características típicas dos solos lateríticos, quando corretamente compactados adquirem elevadas resistências, grande capacidade de suporte e baixa permeabilidade.

Pela elevada porosidade dos solos lateríticos, os valores de N_{SPT} são baixos nos primeiros metros e apresentam coeficientes de permeabilidade típicos de areias limpas, ou seja de 10^{-3} m/s a 10^{-6} m/s. Dessa elevada porosidade resulta uma estrutura colapsável e muito compressível. Segundo Cintra e Aoki (2009), estes solos encontram-se sob condição não saturada e apresentam uma porosidade superior a 40%, elevado índice de vazios (superior a 0,8), baixos valores de N_{SPT} (inferiores a 4 golpes) e baixos valores de q_c (inferiores a 1,00 MPa).

De acordo com Cintra e Aoki (2009) as principais cidades do estado de São Paulo nas quais está comprovada a existência de solos colapsíveis, são: Araraquara, Campinas, Ribeirão Preto, Rio Claro, São Carlos, São José dos Campos, São Paulo, Taubaté, Bauru e Ilha Solteira.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015) o perfil típico dos solos lateríticos é constituído por uma camada de solo poroso, rico em ferro e alumínio, cuja espessura variável pode chegar a dezenas de metros. Em geral, essa camada está sobrejacente a outra de material concrecionado. Sob o material concrecionado, encontra-se um horizonte de cor cinza, rico em sílica, em geral, com textura de silte ou argila.

Por outra parte os solos saprolíticos resultam da decomposição ou desagregação da rocha matriz pela ação do intemperismo, mantendo de maneira nítida a estrutura da rocha de origem. Ou seja, são solos genuinamente residuais. Esses tipos de solos estão localizados nas camadas mais profundas e constituem a parte subjacente à camada de solo laterítico superficial.

Pela presença de minerais como a mica, os solos saprolíticos apresentam elevada expansibilidade por aumento da umidade (característica que não é evidenciada nos solos lateríticos) e diminuição do peso específico seco máximo quando compactado.

De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015) as maiores extensões dos solos lateríticos se localizam nas regiões do Planalto Central, Norte e Centro Sul do Brasil. Já, os solos saprolíticos concentram-se nas áreas de grande declividade (serras) e na região Nordeste, onde chove menos.

A região do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da Unicamp é constituída por solos lateríticos. Sendo assim, o solo do campo é não saturado e pela sua elevada porosidade é colapsível.

2.6 Trabalhos realizados sobre o tema no Estado de São Paulo

2.6.1 Miguel (1996)

Miguel (1996) estudou o comportamento de estacas carregadas transversalmente por meio de provas de carga horizontal realizadas em pares de estacas de quatro tipos: apiloadas com 0,2 m de diâmetro e 6 m de comprimento, escavadas (tipo broca) com 0,25 m de diâmetro e 6 m de comprimento, Strauss com 0,28 m de diâmetro e 10 m de comprimento e raiz com 0,25 m de diâmetro e 16 m de comprimento. Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/ São Carlos, cujo perfil do solo apresenta uma camada superficial de Sedimento Cenozóico com espessura de 6 metros, representada por uma areia argilosa, marrom, laterizada, porosa e colapsível, seguida por uma linha de seixos a qual separa a camada superficial de outra composta por solo residual do Grupo Bauru, não laterítico, representado por uma areia argilosa vermelha. O nível de água foi encontrado a 10 metros de profundidade, no inverno.

Dos resultados das provas de carga Miguel (1996) obteve as curvas de carga vs deslocamento horizontal para o solo na condição natural e inundada e calculou a capacidade de carga das estacas pelo método de Van der Veen e NBR 6122/86 nas duas condições, obtendo os resultados apresentados nas tabelas 2.14 e 2.15.

Tabela 2.14- Carga de ruptura dos pares de estacas ensaiadas com o solo na condição natural (MIGUEL, 1996).

Ensaio nº	Par de estacas	Carga de ruptura (kN)			
		Van der Veen		NBR 6122/86	
		Estaca A	Estaca B	Estaca A	Estaca B
1	P	3	4	2	2
3	E	6	6	5	4
5	1S	6	6	4	6
8	3S	21	21	19	20
10	4S	22	21	18	20
13	1R	29	28	25	26
16	3R	25	24	26	26

Tabela 2.15- Carga de ruptura dos pares de estacas ensaiadas com o solo na condição inundada (MIGUEL, 1996).

Ensaio n°	Par de estacas	Carga de ruptura (kN)			
		Van der Veen		NBR 6122/86	
		Estaca A	Estaca B	Estaca A	Estaca B
2	P	3	3	1	1
4	E	4	8	2	2
6	1S	5	5	3	5
7	2S	21	21	19	18
9	3S	21	21	18	18
11	4S	19	19	14	15
12	5S	19	19	16	16
14	1R	26	26	13	19
15	2R	9	9	6	7
17	3R	19	15	16	17
18	4R	21	20	21	19

Para o cálculo do deslocamento na superfície (y_0), Miguel (1996) analisou o caso particular em que a leitura do deslocamento horizontal é realizada a uma distância vertical, e' , acima do ponto de aplicação da carga horizontal, e forneceu uma nova parcela de deslocamento na equação do deslocamento total proposta por Kocsis (1971), que denominou como y_3 .

Finalmente Miguel (1996) traçou os gráficos de n_h vs y_0 , de cada estaca ensaiada e definiu o intervalo de y_0 de 6 a 12 mm para o cálculo de n_h . A partir da definição desse intervalo, foi possível calcular os valores médios de n_h para as duas condições do solo, apresentados na Tabela 2.16.

Tabela 2.16- Valores de n_h obtidos (MIGUEL, 1996).

Tipo de estaca	n_h (kN/m ³)	
	Umidade natural	Pré-inundado
Apiloadada	300	160
Escavada	650	200
Strauss 3 e 4	7500	4500
Strauss 2 e 5		5000
Raiz 1 e 3	8000	4000
Raiz 4		12500

É importante ressaltar que os resultados obtidos nas estacas apiloadas e escavadas podem ter sido influenciados por provas de carga a tração previamente realizada nas mesmas.

2.6.2 Del Pino Júnior (2003)

Del Pino Júnior (2003) estudou a interação solo-estrutura de 4 estacas escavadas, com trado mecânico, de concreto, com 0,32 m de diâmetro e 10 m de comprimento, através da execução de provas de carga horizontal no Campo Experimental da Unesp, campus de Ilha Solteira. O solo do local é pertencente à formação arenito Bauru, composto essencialmente por arenitos de granulação fina com teor variável de argila e coloração avermelhada. Este solo é pouco compacto, bastante poroso e colapsível.

A partir dos resultados das provas de carga, Del Pino Júnior (2003) determinou a variação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) em função do deslocamento horizontal na superfície do terreno (y_0), por meio do método de Matlock e Reese (1961). Escolheu o intervalo de análise de y_0 entre 7 mm e 12 mm e obteve o valor médio de n_h igual a 8 MN/m³.

2.6.3 Miranda Júnior (2006)

Miranda Júnior (2006) realizou provas de carga horizontal em 4 estacas do tipo hélice continua com 0,4 m de diâmetro, 3 estacas ômega com 0,37 m de diâmetro, 4 estacas escavadas com 0,4 m de diâmetro e 3 estacas raiz com 0,4 m de diâmetro, todas com 12 m de comprimento, no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp. O perfil geotécnico do solo é composto basicamente de uma primeira camada de seis e meio metros de argila arenosa de alta porosidade e colapsível e, logo abaixo, de silte argiloso, solo residual de Diabásio, até 20 m. O nível de água não foi encontrado até 17 m de profundidade.

As provas de carga foram realizadas com o solo em quatro condições: solo na umidade natural, solo pré-inundado, solo melhorado com solo-cimento compactado e solo-cimento pré-inundado. Para a melhoria do solo, foi escavado 1,0 m em planta, centralizado com os fustes das estacas, e 1,0 m abaixo do que estava anteriormente escavado, e depois foi compactado manualmente o solo-cimento por camadas de 0,2 m.

Para a determinação do coeficiente de reação horizontal (n_h), Miranda Júnior (2006) utilizou as curvas do coeficiente de reação horizontal *vs* deslocamento horizontal na superfície (n_h *vs* y_0) e adotou o intervalo de análise do deslocamento horizontal na superfície de 6 a 12 mm. Um resumo dos valores do coeficiente de reação horizontal obtidos é apresentado na Tabela 2.17.

Finalmente Miranda Júnior (2006) define como resultados importantes a acentuada redução do n_h (valores em torno de 40 vezes menores) ocasionada pela pré-inundação do solo, o acentuado aumento do n_h (valores em média 5 vezes maiores) com a melhora do solo através do solo-cimento compactado, e a redução do n_h com a pré-inundação do solo-cimento (valores em média 7 vezes menores), ressaltando que a redução devido à pré-inundação do solo-cimento é bem inferior à da pré-inundação do solo na umidade natural.

Tabela 2.17- Valores de n_h obtidos para os diferentes tipos de estaca e nas quatro condições do solo (Miranda Júnior, 2006).

Estacas	Provas de carga (PC)	n_h (MN/m ³) (1) Solo natural	n_h (MN/m ³) (2) Solo pré-inundado	n_h (MN/m ³) (3) Solo- cimento	n_h (MN/m ³) (4) Solo-cimento pré-inundado
HC 1	01 e SC 01	11,8		105,8	
HC 2	02 e SC 02	11,7		-	
HC 3	06, pi 06 e SC pi 06	10,3	0,24	51,5	
HC 4	04 e SC 04	5,59		47,7	7,09
Média		9,86		68,3	
Esc 1	01 e SC 01	-		-	
Esc 2	02 e SC 02	11,6		71,5	
Esc 3	06, pi 06 e SC 06	13,1	0,56	80,7	
Esc 4	03, SC 03 e SC pi 03	9,94		32	2,74
Média		11,6		61,4	
Om 1	03 II, SC 03 e SC pi 03	26,1		43,7	11,72
Om 2	04 II, SC 04 e SC pi 04	40,8		106,9	20
Om 3	05, pi 05 e SC 05	62,5	1,92	122,4	
Média		43,1		91	15,9
R 1	07, SC 07 e SC pi 07	7,63		55,2	12,4
R 2	07, SC 07 e SC pi 08	6,92		37,8	3,36
R 3	05, pi 05 e SC 05	61,7	0,69	112,3	
Média		7,28		46,5	7,88

2.6.4 Zammataro (2007)

Zammataro (2007) estudou o comportamento de 3 estacas tipo escavada e 3 estacas hélice contínua, todas com 0,4 m de diâmetro e 12 m de comprimento, através da execução de provas de carga horizontal no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp.

Zammataro (2007) estimou a carga de ruptura por meio dos métodos mais utilizados na literatura para estimativa da capacidade de carga em estacas submetidas a compressão axial, com o objetivo de verificar a validade desses métodos nos casos de carregamentos horizontais. Os métodos usados e os resultados são apresentados na Tabela 2.18.

Tabela 2.18- Valores de carga de ruptura das estacas ensaiadas (ZAMMATARO, 2007).

Estaca	Carga de Ruptura (kN)				
	Van der Veen	Mazurkiewicz	Décourt	NBR 6122/96	Ruptura convencional
HC1	76	78	82	69	74
HC2	68	67	86	60	67
HC3	72	73	84	50	67
E1	96	87	423	83	198
E2	68	68	87	61	68
E3	82	82	98	60	54

Observou-se grande variação dos valores de carga de ruptura obtidos através dos diferentes métodos. Os métodos de Van Der Veen (1953) e de Mazurkiewicz (1972) apresentaram resultados semelhantes, enquanto que os valores de carga de ruptura obtidos pelo método da NBR 6122/96 mostraram-se bastante conservadores. Zammataro (2007) sugeriu a utilização da NBR 6122/96, por apresentar valores mais conservadores, ou seja, a favor da segurança e concluiu que a maioria dos métodos apresentaram grande imprecisão quando aplicados a estacas que apresentaram pequenos deslocamentos, gerando valores superestimados de carga de ruptura, é o caso da estaca E1.

Por outra parte Zammataro (2007) calculou o valor de carga de ruptura teórica através do método de Broms (1964a, 1964b), obtendo um valor de 993,19 kN, resultado bastante elevado em comparação com os valores experimentais, chegando a coeficientes de variação maiores que 100%.

Para a determinação do coeficiente de reação horizontal (n_h), Zammataro (2007) traçou as curvas do coeficiente de reação horizontal vs deslocamento horizontal na superfície (n_h vs y_0) e adotou o intervalo de análise do deslocamento horizontal na superfície proposto por Miguel (1996), de 6 a 12 mm. Zammataro (2007) comparou os resultados obtidos quando é usada a expressão completa de Matlock e Reese (1961) (Equação 2.58) e quando é usada apenas a primeira parcela.

Considerando primeiramente a exclusão da segunda parcela da expressão, o valor médio de n_h , calculado para as estacas hélice contínua, foi de 11,73MN/m³, enquanto que para as escavadas foi de 11,48MN/m³. Utilizando-se a expressão completa, os valores são respectivamente de 13,07 e 12,77MN/m³. O coeficiente de variação, para a primeira condição, foi de 8,54% para as estacas hélice contínua e de 2,03% para as escavadas. Com a expressão completa houve um pequeno acréscimo no coeficiente de variação. Os valores resultantes foram, respectivamente, de 8,68 e 2,16%. Zammataro (2007) conclui que, embora a desconsideração da distância entre o nível do terreno e o eixo de aplicação de cargas é muito comum (exclusão da segunda parcela), essa desconsideração pode ser um grande risco, pois no caso particular, desconsiderando a distância de 12 cm, foi gerado um acréscimo de 11,42% no valor de n_h para as estacas hélice contínua e de 11,24% para as estacas escavadas.

2.6.5 Kassouf (2012)

Kassouf (2012) analisou o comportamento de um tubulão a céu aberto com 0,8 m de diâmetro, 9 m de comprimento, 1,6 m de base e 0,7 m de altura da base, através da execução de provas de carga horizontal. O local de pesquisa foi o Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, o mesmo Campo Experimental do trabalho em questão. Foi utilizado um inclinômetro para a determinação dos deslocamentos horizontais em profundidade do tubulão, que consistiu num torpedo que foi inserido no interior de um tubo guia. Nas provas de

carga foram utilizados dois tubulões como sistema de reação, com as mesmas dimensões do tubulão teste. Foram realizadas três provas de carga, sendo uma prova de carga lenta com o solo na condição natural, uma rápida com o solo na condição natural e uma rápida com o solo pré-inundado. Os resultados mostraram que a pré-inundação provocou uma redução da carga aplicada entre 2,5 a 3 vezes para se atingir os mesmos deslocamentos

Para a determinação do coeficiente de reação horizontal (n_h), Kassouf (2012) traçou as curvas do coeficiente de reação horizontal vs deslocamento horizontal na superfície (n_h vs y_0) para as duas condições do solo e adotou o intervalo de análise do deslocamento horizontal na superfície de 6 a 12 mm. Das curvas obtidas só foi possível calcular o valor de n_h , no intervalo analisado, para o solo na condição natural, obtendo um valor de 12 MN/m^3 . Os valores de n_h para o solo pré-inundado foram cerca de 50% menores que os do solo natural.

Os resultados do inclinômetro mostraram-se adequados, apresentando valores de deslocamentos significativos até uma profundidade de 6m. Na etapa de execução do tubulão foram implantados, na superfície da armadura, medidores de deformação (strain gages), mas não registraram dados possíveis de análise.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as principais características geológicas e geotécnicas do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da Unicamp, assim como os detalhes na execução da estaca teste, os materiais usados e os procedimentos que foram realizados nas provas de carga.

3.1 Campo Experimental

As provas de carga foram realizadas no Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações, localizado na região Noroeste da cidade de Campinas, Estado de São Paulo, na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp). O Campo Experimental foi implantado em dezembro de 2008 e tem uma área de 600 m². Na Figura 3.1 apresenta-se o local do Campo Experimental com os principais pontos de referência.

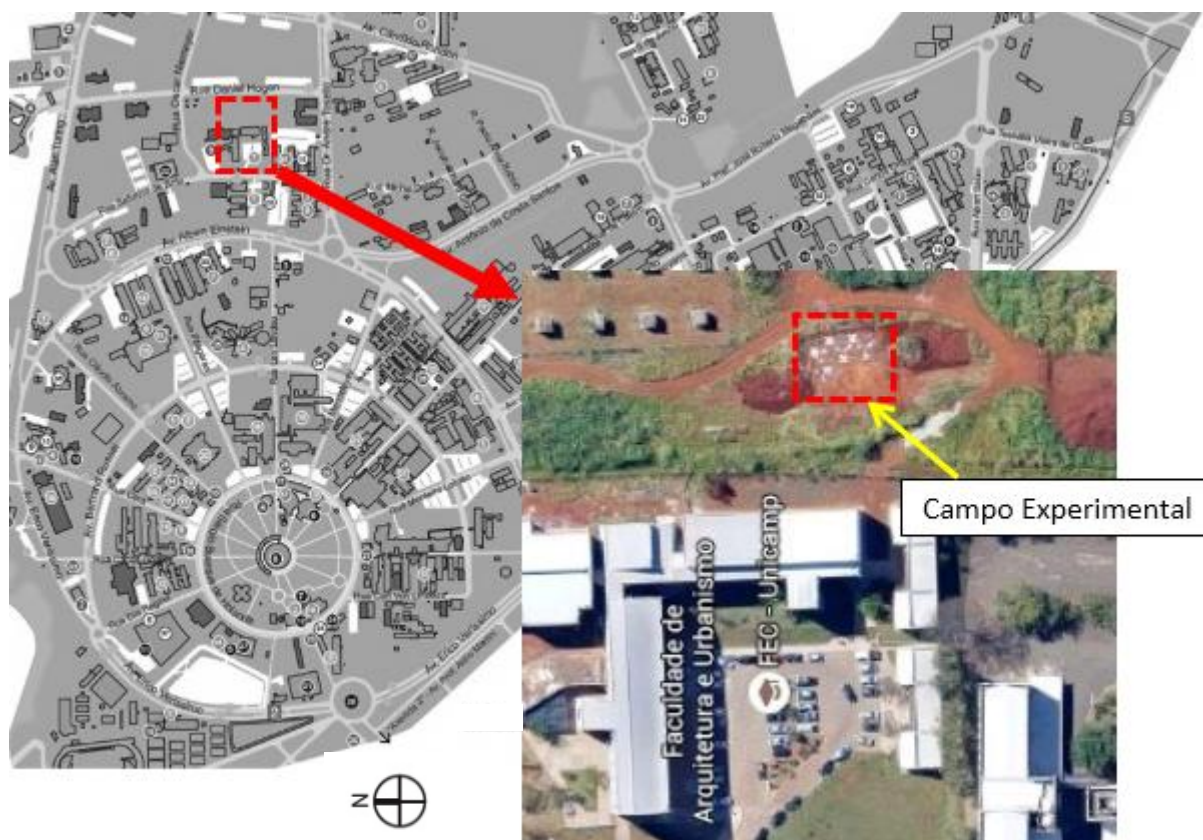


Figura 3.1– Localização Campo Experimental na Unicamp (Fonte: Google Earth, acessado em março de 2016).

3.1.1 Geologia local

De acordo com Gon (2011) o município de Campinas abrange três tipos de terrenos geológicos, situando- se a leste rochas pré-cambrianas metamórficas intrudidas por granitos e a oeste rochas sedimentares do Subgrupo Itararé e diabásios. Segundo Zuquete (1987) o subsolo da região noroeste de Campinas é formado por migmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral (Diabásio). Perfazem 98 km² da região de Campinas, ocupando cerca 14% da sua área total.

A fração de diabásio presente no estado de São Paulo apresenta fraturas abertas ou preenchidas com materiais argilosos, as espessuras desses materiais variam de 5 a 30 m. Na Figura 3.2 são apresentadas as formações predominantes na região de campinas.

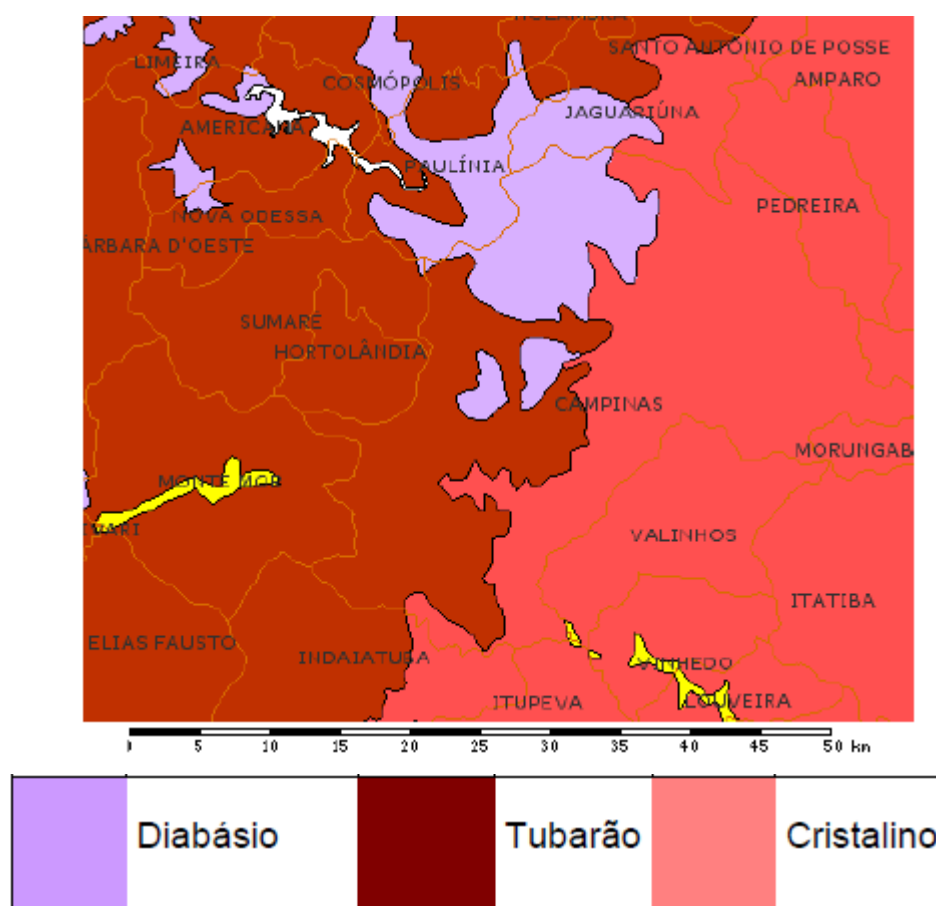


Figura 3.2– Principais formações geológicas da região de Campinas (SCALLET, 2011).

Os solos de diabásio presentes na região Noroeste de Campinas, afloram na superfície como um solo de cor marrom escuro avermelhada, poroso e com grãos de quartzo. O subsolo do

campo experimental é constituído por uma camada de solo de diabásio de aproximadamente 9 m de espessura, constituída em sua maior parte por silte arenoso e areia siltosa de elevada porosidade.

3.1.2 Geotecnia local

Gon (2011) e Rodriguez (2013) realizaram ensaios de campo e laboratório, respectivamente, que permitiram desenvolver uma investigação geotécnica no Campo Experimental em referência. Os pontos onde foram realizados os diferentes ensaios de campo e o poço onde foram coletadas as amostras para os ensaios de laboratório são apresentados na Figura 3.3.

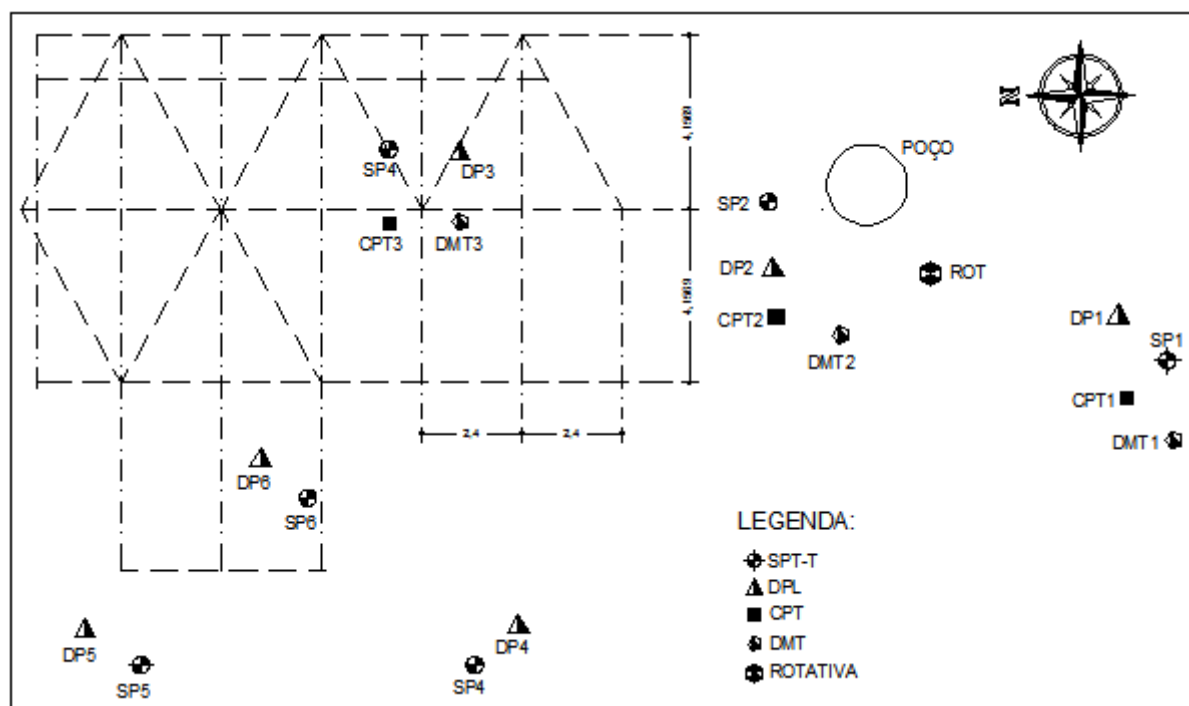


Figura 3.3— Localização dos ensaios de campo e poço de coleta de amostras.

A partir de amostras deformadas e indeformadas coletadas de um poço de prospecção de 9 m de comprimento, Gon (2011) realizou ensaios de caracterização e determinação das propriedades de resistência, permeabilidade e compressibilidade do solo do campo experimental. O poço foi aberto no final de janeiro de 2010, foram retiradas amostras cada metro, totalizando 32 amostras ensaiadas. Não foi possível coletar mais amostras depois de 9 m devido à presença de matacões.

Imediatamente após a retirada das amostras foram feitos ensaios de limites de consistência (NBR 6459/84 e NBR 7180/84), ensaios de granulometria conjunta com e sem defloculante (NBR 7181/84), ensaios edométricos para determinação das tensões de pré-adensamento e parâmetros de compressibilidade (NBR 12007/90). Em julho de 2010 foram feitos os ensaios triaxiais (CW) e de permeabilidade (NBR 14545/00) e em meados de agosto realizaram-se os ensaios de Proctor Normal e Modificado (NBR 7182/86).

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais não saturados à umidade constante sem controle da sucção (CW) obtidos por Gon (2011), Freitas Neto (2013) calculou o módulo de deformabilidade para diferentes profundidades do solo e traçou uma única envoltória para cada metro de profundidade independente da relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão confinante. A partir dessas envoltórias foram obtidos os parâmetros de resistência do solo.

São apresentados na Tabela 3.1 os índices físicos e parâmetros de resistência em profundidade obtidos por Gon (2011): peso específico natural (γ_{nat}), peso específico seco (γ_d), peso específico dos sólidos (γ_s), umidade natural (w), índice de vazios (e), grau de saturação (S_r), porosidade (n), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e módulo de deformabilidade do solo (E_s). Os parâmetros apresentados nesta tabela foram utilizados como dados de entrada nas análises numéricas realizadas neste trabalho.

Tabela 3.1- Índices físicos e parâmetros de resistência modificados por Freitas Neto (2013) (GON, 2011).

Profundidade (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e	n (%)	S_r (%)	c (kPa)	ϕ	E_s (MPa)
1	14,1	30,4	11	28,3	1,8	64	48,4	7,4	22	13,8
2	14,2	30,8	11,1	27,9	1,8	64	48,4	7,9	21	11,4
3	14,0	30,5	10,9	28	1,8	64	47,5	11,6	22	8,5
4	14,4	30,6	11,5	25,5	1,7	63	46,8	5,8	23	11,5
5	15,5	30,4	12,3	26,2	1,5	60	53,5	24	21	9,86
6	15,3	30,4	12,2	26,1	1,5	59	53,5	42,4	22	20,0
7	15,4	30,4	12	28,3	1,5	61	56,1	41,9	22	10,9
8	15,2	29,8	11,5	32,3	1,6	62	60,4	26,4	22	11,0
9	15,2	29,5	10,8	40,6	1,7	63	69,2	-	-	-

Dos valores apresentados na Tabela 3.1 nota-se que os pesos específicos das amostras são elevados, o que indica a presença de óxidos de ferro. Por outra parte identifica-se que as

amostras apresentaram valores elevados de índices de vazios, elevada porosidade e baixos graus de saturação, resultados típicos nos solos tropicais lateríticos. É possível notar que a variação dos valores de ângulo de atrito em profundidade é pequena, enquanto que os valores de coesão se apresentam quase constantes até uma profundidade de 2 m, variando irregularmente a partir dessa profundidade.

Gon (2011) agrupou os resultados obtidos das distribuições granulométricas dos ensaios sem e com defloculante, obtendo as variações das frações granulométricas em função da profundidade (Figura 3.4).

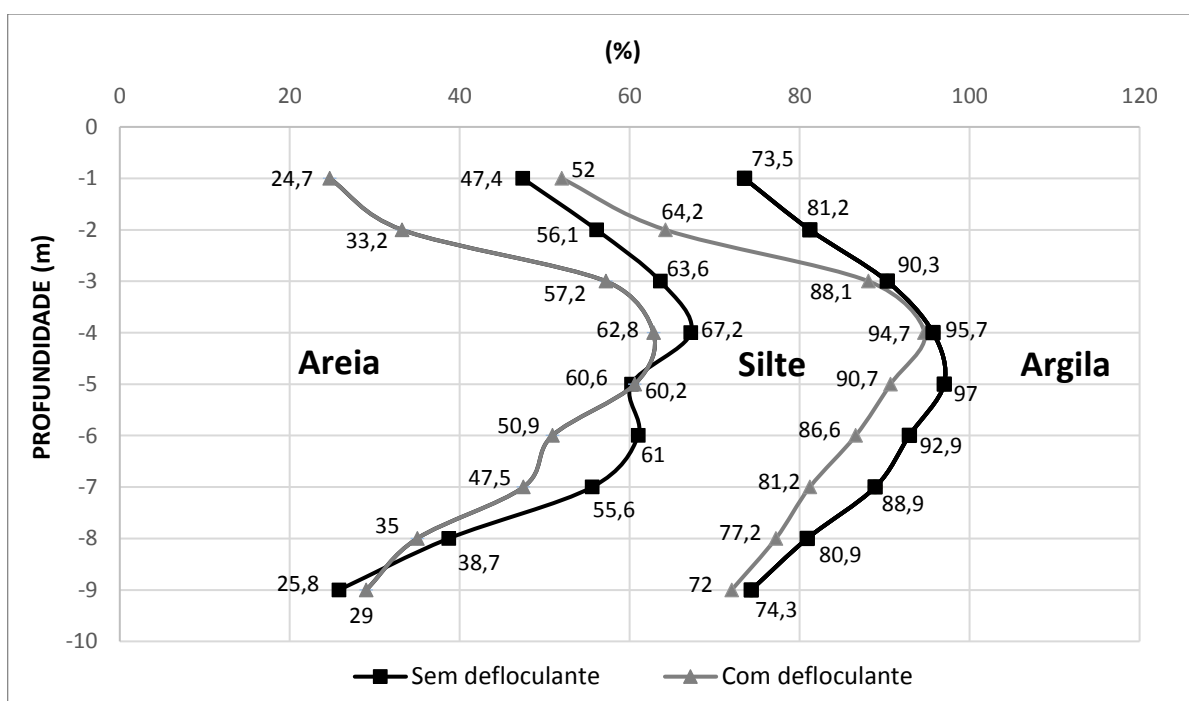


Figura 3.4– Variações das frações granulométricas em função da profundidade com e sem defloculante (GON, 2011).

Observa-se que as classificações granulométricas no caso das curvas obtidas sem defloculante, indicam que o perfil se constitui de areias silto-argilosas até a profundidade de 2 metros, areias siltosas até a profundidade de 7m e a partir daí constitui-se de um silte arenoso até a profundidade 9 metros.

Nota-se que as classificações granulométricas sob a ação do defloculante indicam que o solo apresenta texturas de argilas silto-arenosas até a profundidade de 2 m, areias siltosas de 3 m até

a profundidade de 8 m, e a partir daí siltes areno-argilosos. Gon (2011) empregou os resultados do ensaio de granulometria sem defloculante para a determinação final da classificação textural do solo, já que na natureza o solo encontra-se neste estado.

Foram calculados por Gon (2011) os valores dos limites de consistência (LL, LP, LC) e índice de plasticidade (IP) correspondentes a cada profundidade, os resultados são apresentados na Tabela 3.2.

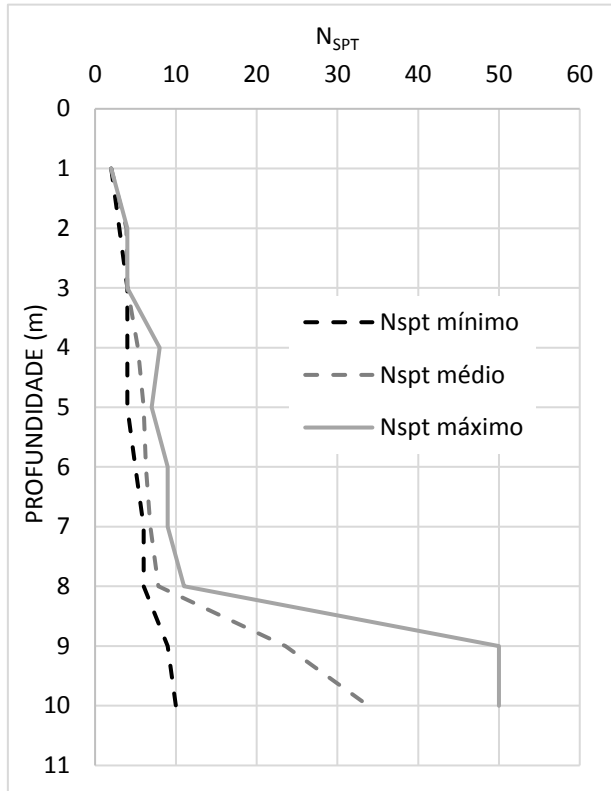
Tabela 3.2- Variação em profundidade dos limites de consistência (GON, 2011).

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	LC (%)	IP (%)
1	50,9	30,2	20,6	20,7
2	44,3	31,18	24,4	12,5
3	44,6	33	24,9	11,6
4	44,4	32,6	25,2	11,8
5	44,8	34,2	27,8	10,6
6	44,9	37,4	29,3	7,5
7	46,2	39	31,3	7,2
8	51,4	42,4	29,6	9
9	52,2	41,3	30,4	10,9

Nota-se que os valores de limites de liquidez são superiores a 40% e que o valor médio do índice de plasticidade é da ordem de 10%. Os valores do limite de contração variaram entre 20 e 30%.

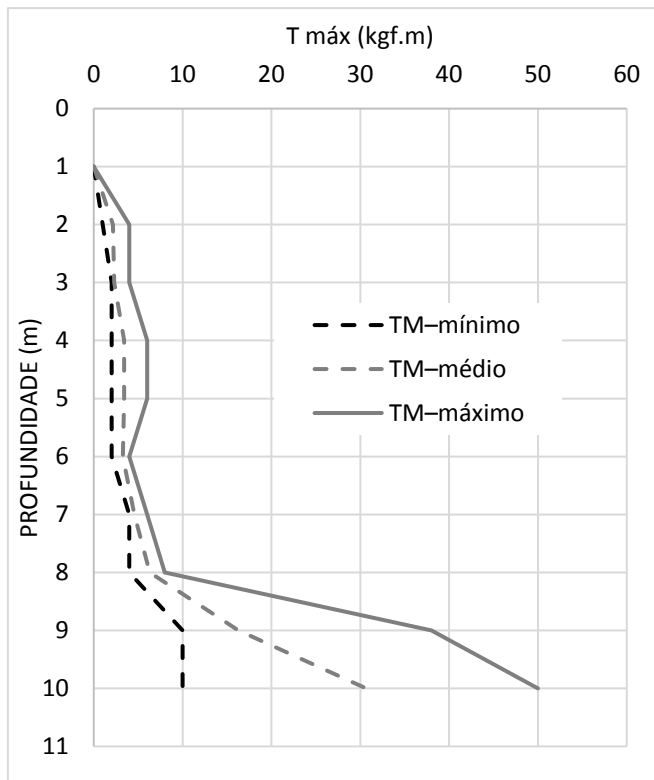
Através dos limites de consistência em profundidade e utilizando a classificação unificada proposta por Casagrande em 1942, Gon (2011) classificou o solo em toda a sua extensão como um silte inorgânico.

Rodriguez (2013) realizou ensaios de campo que permitiram obter os parâmetros de resistência do solo. São apresentados na Figura 3.5, 3.6, 3.7 e 3.8 os valores máximos, mínimos e médios obtidos do ensaio SPT, do torque máximo e da resistência de ponta (q_c) e de atrito lateral (f_s) dos ensaios de CPT mecânico, respectivamente.



NSPT							
Prof (m)	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7
1	2	2	2	2	2	2	2
2	4	4	4	4	4	3	4
3	4	4	4	4	4	4	4
4	6	4	5	8	5	4	5
5	6	4	7	7	7	5	6
6	6	5	9	6	5	7	6
7	6	6	8	9	7	6	6
8	7	8	6	8	8	7	11
9	50	45	9	18	16	11	16
10	-	50	10	46	48	25	24

Figura 3.5– Valores máximos, mínimos e médios obtidos do ensaio SPT (RODRIGUEZ, 2013).



T - Máximo (kgf.m)							
Prof (m)	TM1	TM2	TM3	TM4	TM5	TM6	TM7
1	0	0	0	0	0	0	0
2	1	2	2	2	4	2	2
3	2	2	2	2	4	2	2
4	2	2	2	6	6	2	4
5	2	2	2	4	6	4	4
6	3	2	4	4	2	4	4
7	4	4	4	6	4	4	6
8	6	6	8	6	6	4	8
9	10	38	10	18	18	10	10
10	-	20	10	50	50	40	14

Figura 3.6– Valores máximos, mínimos e médios obtidos do ensaio SPT-T (RODRIGUEZ, 2013).

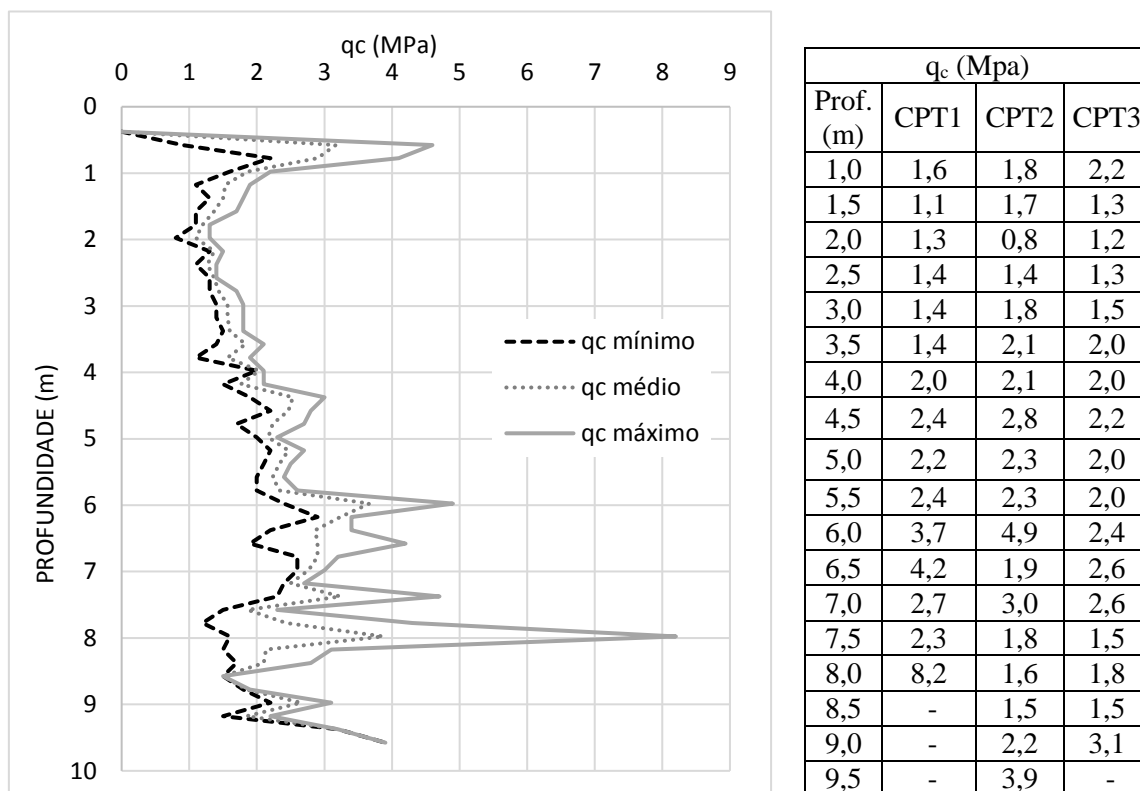


Figura 3.7– Valores máximos, mínimos e médios da resistência de ponta (q_c) obtidos dos ensaios de CPT mecânico (RODRIGUEZ, 2013).

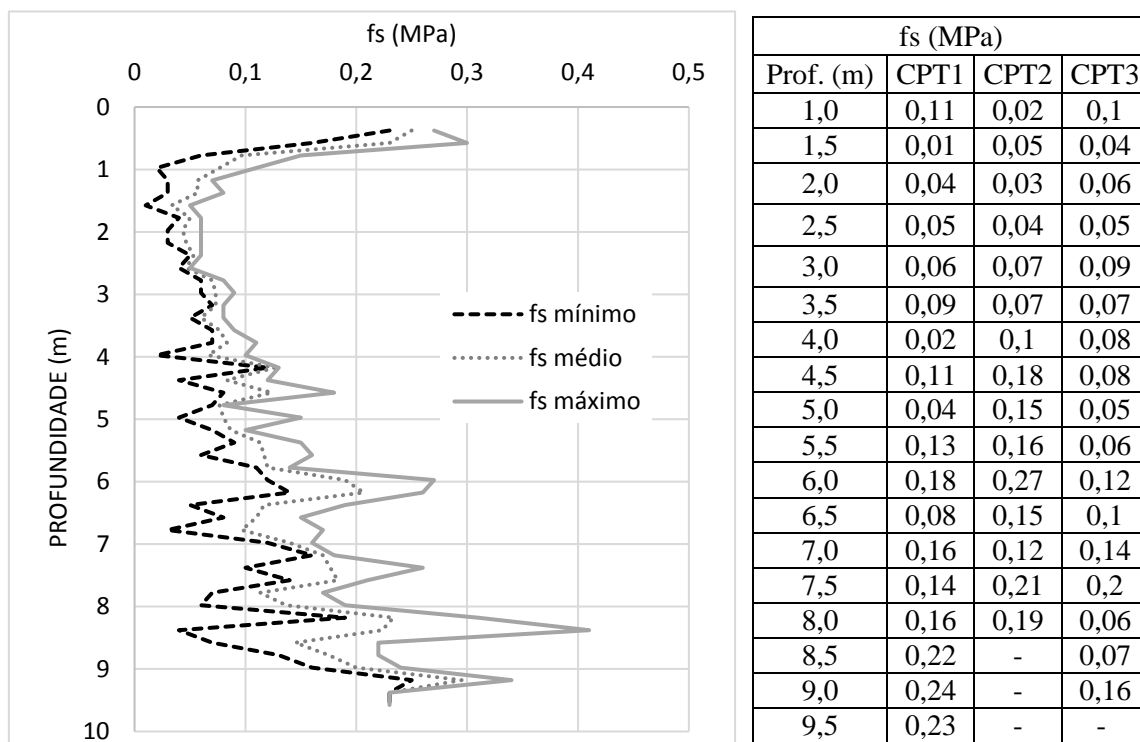


Figura 3.8– Valores máximos, mínimos e médios da resistência de atrito lateral (f_s) obtidos dos ensaios de CPT mecânico (RODRIGUEZ, 2013).

Através dos valores médios de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e razão de atrito lateral (R_f), obtidos dos ensaios CPT para cada profundidade, Garcia (2015) classificou o solo de acordo com Robertson e Campanella (1986) e pela norma geotécnica italiana. Os resultados são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Classificação do solo através dos ensaios CPT (GARCIA, 2015).

Prof. (m)	q_c (MPa)	f_s (MPa)	R_f (%)	Classificação de Robertson e Campanella, 1986	Vos, 1982
1	2,45	0,12	4,9	Argilas siltosas e siltes argilosos	Argila
2	1,43	0,04	2,5	Areias siltosas e siltes	Silte
3	1,37	0,04	2,8	Areias siltosas e siltes	Silte
4	1,75	0,05	2,8	Areias siltosas e siltes	Silte
5	2,29	0,06	2,8	Areias siltosas e siltes	Silte
6	2,51	0,08	3,1	Areias siltosas e siltes	Argila
7	3,15	0,09	2,9	Areias siltosas e siltes	Silte
8	2,98	0,10	3,5	Areias siltosas e siltes	Argila
9	2,11	0,13	6,0	Argilas	Argila
10	5,83	0,17	3,0	Areias siltosas e siltes	Silte

Através do método do papel filtro, Gon (2011) obteve as curvas características da sucção matricial do solo em função do teor de umidade do solo para as profundidades de 1 m a 3 m. Esta curva define a quantidade de água que um solo pode ganhar ou perder, através da tensão de sucção, ou seja, define a capacidade de retenção de água no solo. Nas figuras 3.9, 3.10 e 3.11 são apresentadas as curvas características obtidas por Gon (2011).

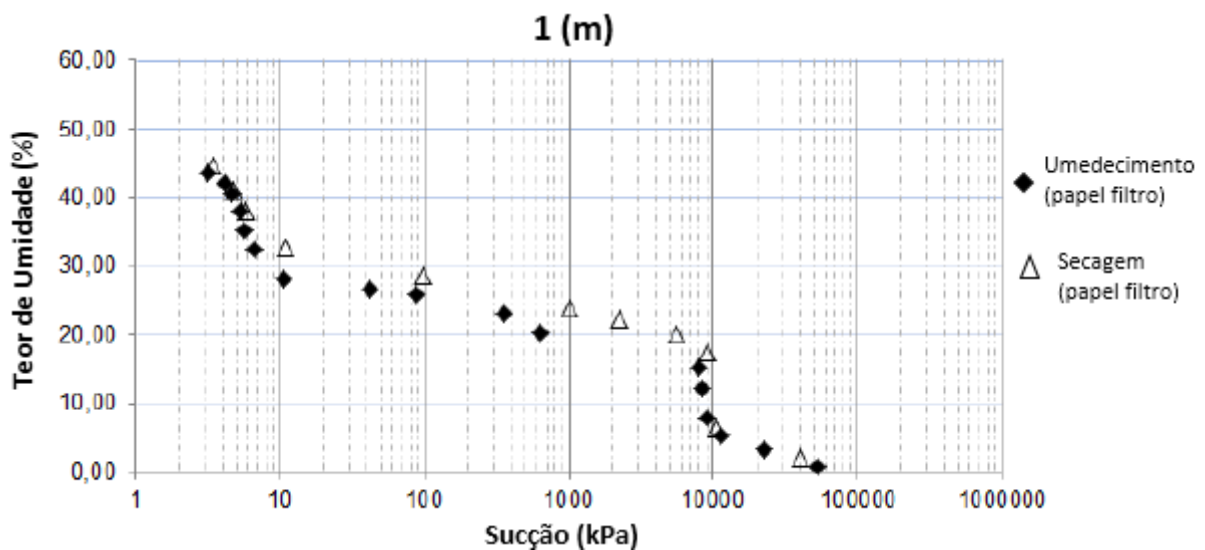


Figura 3.9– Curva de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial, para um metro de profundidade (papel filtro) (GON, 2011).

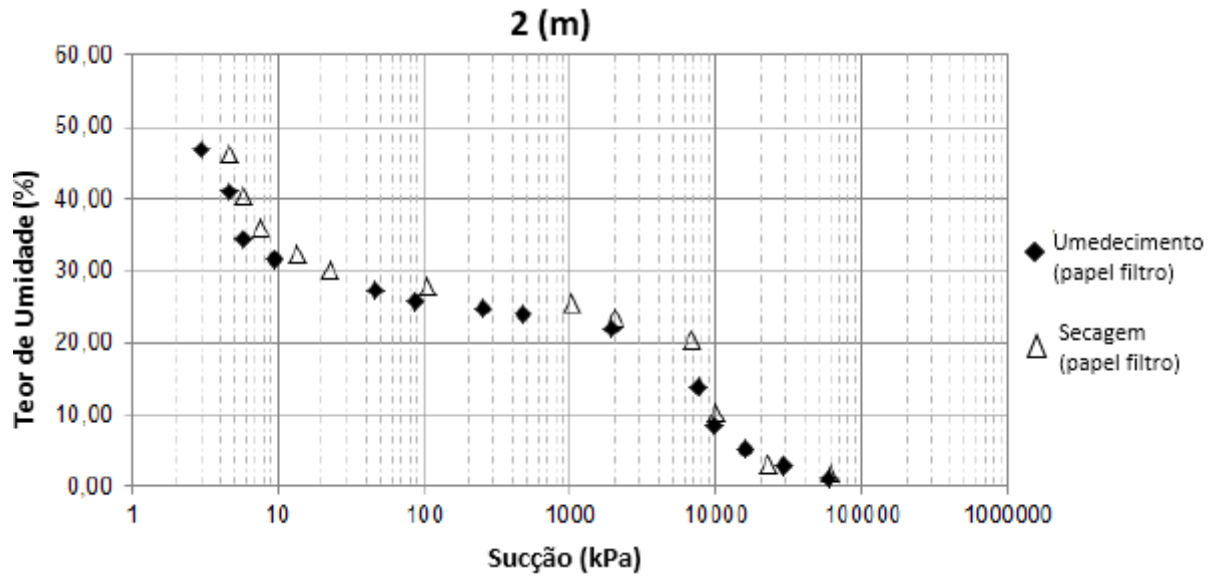


Figura 3.10– Curva de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial, para dos metros de profundidade (papel filtro) (GON, 2011).

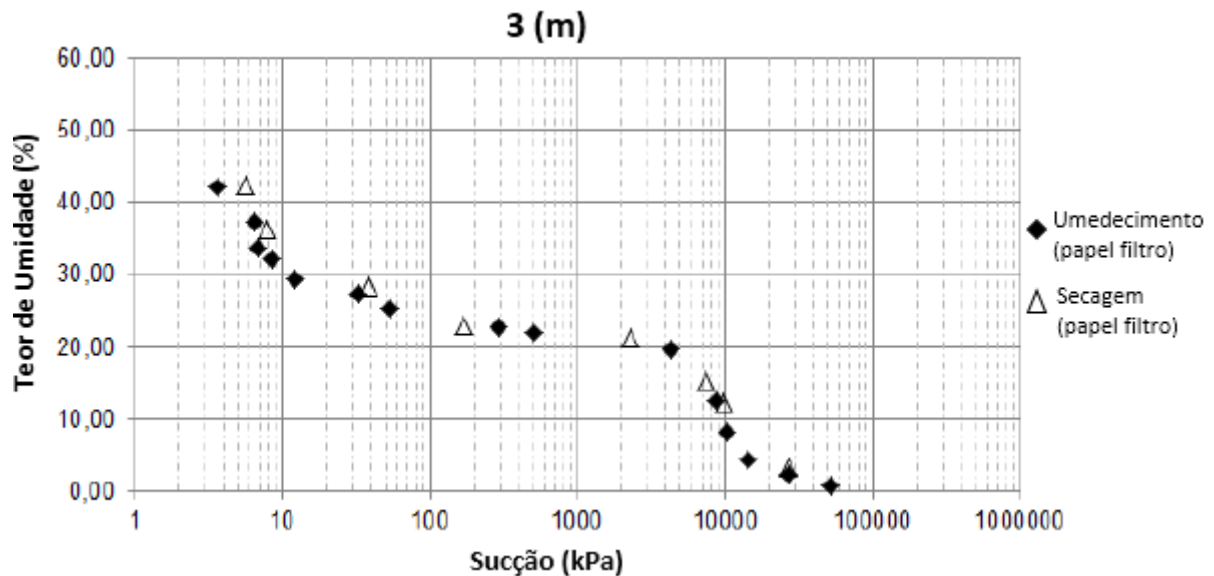


Figura 3.11– Curva de retenção: teor de umidade gravimétrico vs sucção matricial, para três metros de profundidade (papel filtro) (GON, 2011).

A sucção matricial confere ao solo uma maior resistência que pode ser reduzida com o acréscimo da umidade no solo. Sendo assim, quanto menor for a umidade do solo, maior será sua sucção matricial e, conseqüentemente, maior será a capacidade de carga da fundação. Segundo Gonçalves (2006), o aumento da sucção matricial confere uma maior rigidez ao solo, aumenta sua capacidade de carga e diminui os recalques para uma mesma carga aplicada, por

sua vez, com o solo inundado (sucção praticamente nula) o solo apresenta sua menor capacidade de carga e maiores recalques para a mesma carga aplicada.

Através dos resultados obtidos por Gon (2011) e Rodriguez (2013); Garcia (2015) apresentou de forma simplificada um perfil geotécnico e geológico com os parâmetros médios de cada camada de solo (Figura 3.12).

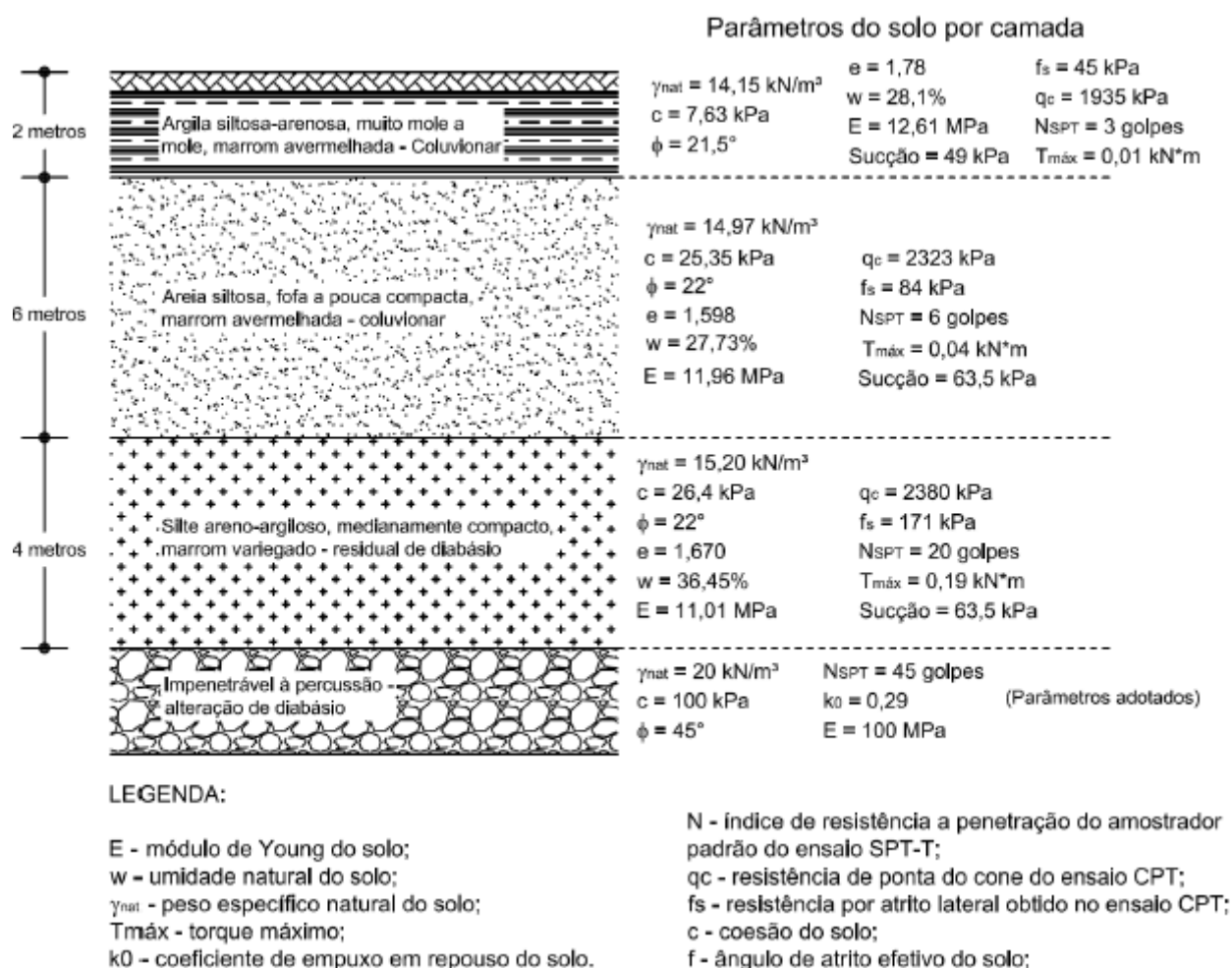


Figura 3.12– Parâmetros médios do perfil geotécnico do Campo Experimental da FEC-Unicamp (GARCIA, 2015).

3.2 Estaca teste

As provas de carga horizontais foram executadas em uma estaca de tipo escavada mecanicamente a trado com 0,3 m de diâmetro e 5 m de comprimento, executada no Campo

Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp. Como reação foi utilizado um bloco com três estacas, anteriormente ensaiado e usado em outra pesquisa. Na Figura 3.13 pode-se observar a localização da estaca teste e do bloco de reação no campo experimental.

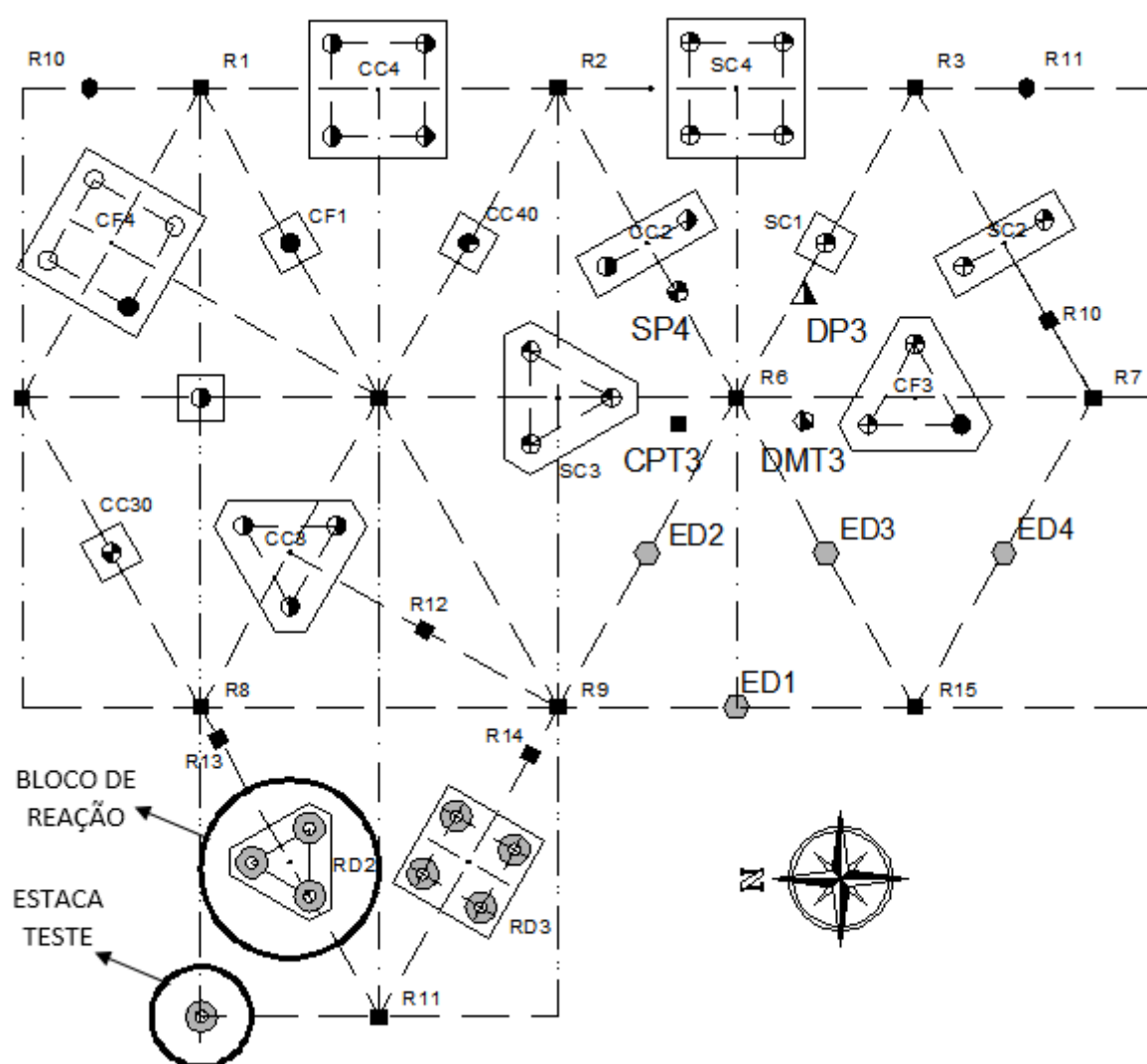


Figura 3.13– Localização da estaca teste e do bloco de reação.

A estaca foi integralmente armada para propiciar uma melhor transmissão da distribuição da carga ao longo do seu comprimento, o reforço constituiu-se de 6 barras longitudinais de aço CA-50 de 10 mm de diâmetro e estribos de aço CA-50 de 5 mm de diâmetro distribuídos a cada 15 cm. Na armadura foi fixado e centrado cuidadosamente um tubo de inclinômetro de alumínio de 80 mm de diâmetro externo e 2 mm de espessura, que teve por finalidade a inserção do inclinômetro que permitiu medir os deslocamentos ao longo da profundidade. O tubo está

equipado com quatro ranhuras internas longitudinais e equidistantes que permitem orientar e dirigir com uma referência constante de azimute o instrumento de medição.

A estaca foi executada a partir de um sistema de perfuração tradicional, composto de um trado helicoidal conectado a uma haste metálica e acoplado a um caminhão (Figura 3.14).



Figura 3.14– Equipamento de perfuração.

Concluída a etapa de perfuração, e depois da montagem e fixação do tubo de inclinômetro, foi inserida a armadura no furo com auxílio de um guindaste (Figura 3.15).



Figura 3.15– Inserção da armadura com tubo de inclinômetro.

Depois da inserção da armadura em conjunto com o tubo, iniciou-se o processo da concretagem, a qual foi realizada lançando-se o concreto cuidadosamente para que o tubo não ficasse fora do eixo da estaca (Figura 3.16). O concreto utilizado possuía uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa (28 dias), enquanto que o aço da armadura tinha uma resistência característica à tração (f_{yk}) de 500 MPa.



Figura 3.16– Concretagem da estaca.

Após a execução da estaca foram escavadas valas de aproximadamente 0,5 m de profundidade entre a estaca e o bloco de reação, com o objetivo de deixar espaço suficiente para instalação dos equipamentos da prova de carga.

3.3 Provas de carga horizontal

Neste item será apresentada a montagem e os equipamentos que foram utilizados nas provas de carga horizontal, além dos tipos de ensaios e as condições do solo nas quais foram executadas.

3.3.1 Montagem e equipamentos

Os equipamentos utilizados para a montagem e execução das provas de carga foram os seguintes:

- Célula de carga vazada (com capacidade de 200 kN);
- Macaco hidráulico manual vazado com capacidade de 500 kN (Figura 3.17);
- Bomba manual (Figura 3.17);
- Dos transdutores de deslocamento (LVDT) (Figura 3.17);



Figura 3.17– Bomba manual, macaco hidráulico e transdutores de deslocamento (LVDT).

- Torpedo e sistema de aquisição de dados do inclinômetro (Figura 3.18).



Figura 3.18– Torpedo sensor e sistema de aquisição de dados do inclinômetro.

- Acessório metálico para o apoio dos transdutores LVDT (100 mm);
- Sistema de aquisição de dados denominado Quantum 840X - HBM;
- Tirante (para servir de guia às demais peças e para segurança do sistema);
- Chapas de aço (para complementar o espaço entre as peças do sistema de aplicação de carga);
- Barraca para cobrir o sistema (evitando que o sol incida nos equipamentos principais).

Para as medições dos deslocamentos no topo da estaca foram usados dois transdutores de deslocamento (LVDT). Todas as leituras de carga e deslocamentos foram obtidas através do sistema de aquisição de dados denominado Quantum 840X (Figura 3.19) e gerenciadas pelo software de transdução das leituras, denominado Catman Easy (versão 3.3.3) da HBM do Brasil.



Figura 3.19– Sistema de aquisição de dados Quantum 840X.

A montagem da prova de carga estática horizontal compreendeu as seguintes etapas:

1. Calibração dos transdutores de deslocamento (LVDT) e do sistema de aquisição de dados Quantum 840X;
2. Montagem da estrutura das bases de apoio do pistão do macaco;
3. Acomodação no interior da vala do macaco hidráulico, célula de carga, tubo de extensão e placas metálicas de arremate de comprimento;
4. Fixação na estaca do acessório metálico para apoiar os transdutores;
5. Acoplagem dos transdutores no acessório metálico;

6. Ligação dos cabos dos transdutores e da célula de carga ao sistema de aquisição de dados Quantum 840X;
7. Aplicação de incrementos de carga com intervalos de duração pré-estabelecidos e normatizados, com consequente registro dos valores de deslocamento lidos;
8. Leituras de inclinação para cada estágio de carga pré-estabelecida;
9. Interrupção da prova de carga, quando atingida deformação limite ou a carga limite a qual foi estipulada previamente considerando-se a carga admissível do elemento estrutural;
10. Organização, compilação e análise dos dados obtidos.

Na Figura 3.20 é apresentado um esquema geral da montagem da prova de carga, já na Figura 3.21 é apresentada a montagem real no campo.

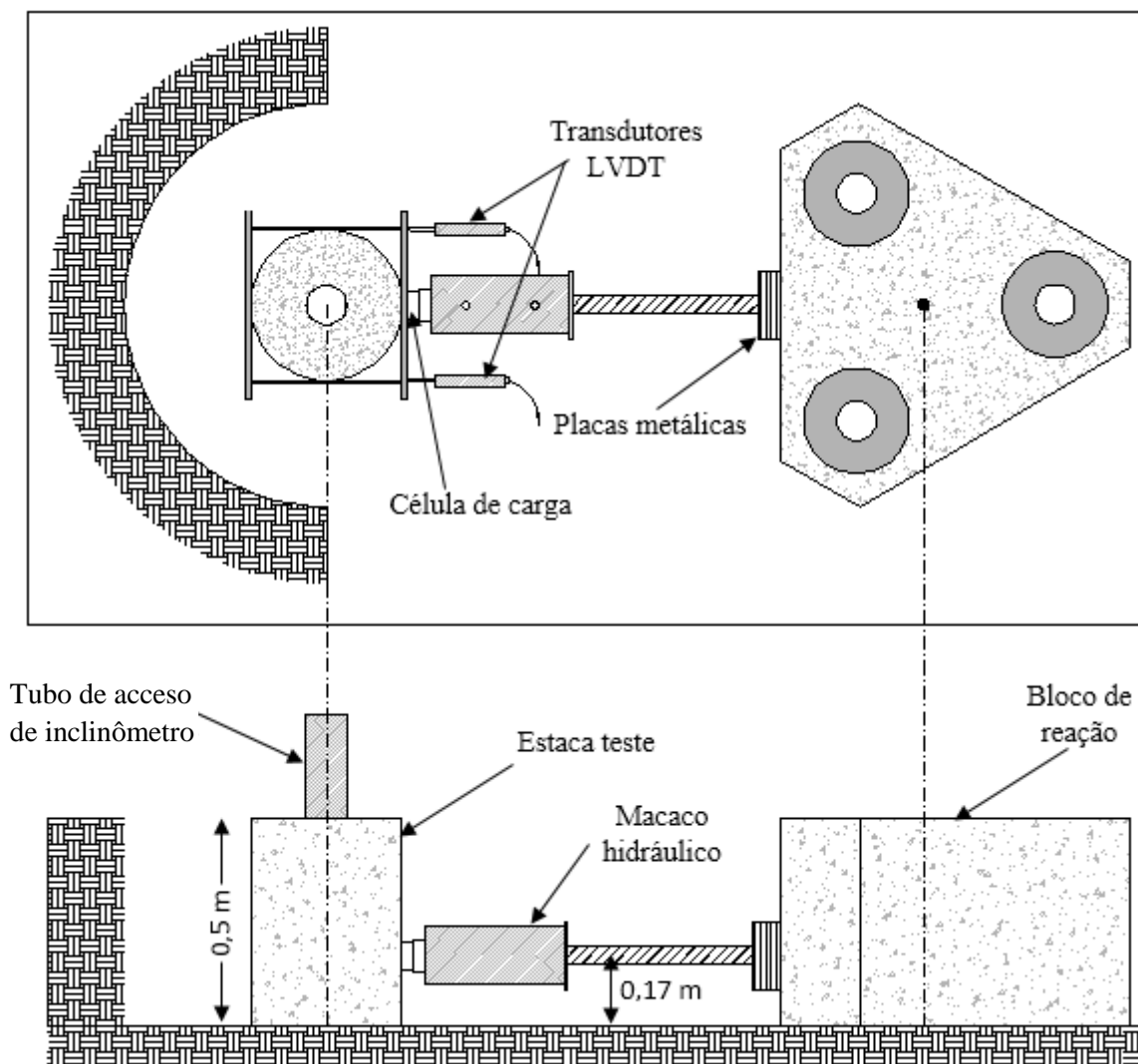


Figura 3.20– Esquema geral da montagem da prova de carga.



Figura 3.21– Montagem da prova de carga.

3.3.2 Tipos de provas de carga e condições do solo

Foram executadas duas provas de carga numa estaca escavada de 0,3 m de diâmetro e 5 m de comprimento, sendo a primeira com o solo na condição natural e a segunda com o solo na condição inundada:

- ✓ Para o solo na condição natural a prova de carga horizontal foi realizada no dia 28 de junho de 2016. O ensaio foi do tipo lento, seguindo as prescrições da NBR 12131/2006. Neste caso as leituras foram feitas em tempos dobrados (1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min etc.) sendo que, embora a estabilização acontecesse nas leituras iniciais, o tempo mínimo para mudar de estágio foi de 30 min. No total foram feitos 14 estágios de carga, com carregamentos iguais e sucessivos de 3,5 kN.
- ✓ Para o solo na condição inundada a prova de carga horizontal foi realizada no dia 29 de junho de 2016. A inundação foi feita através de uma mangueira com hidrômetro ligada a uma torneira. O sistema ficou inundado por 11 horas e o volume de água foi de 13 m³. O ensaio foi do tipo lento, seguindo as prescrições da NBR 12131/2006. Neste caso, as leituras foram feitas em tempos dobrados (1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min

etc.). No total foram feitos 20 estágios de carga, com carregamentos iguais e sucessivos de 2 kN.

Nas duas provas de carga, após obter a última leitura de deslocamento de cada incremento de carga, foram feitas leituras de inclinômetro. As leituras foram feitas a cada 0,5 m de profundidade através de um torpedo sensor (Figura 3.18) a qual foi inserido ao longo do fuste da estaca, utilizando como guia o tubo instalado na fase de concretagem. O sistema de inclinômetro utilizado foi o modelo OG310S fabricado pela empresa italiana OTR (Organização Técnica Riuniti). As leituras de inclinômetro permitiram monitorar os deslocamentos horizontais em profundidade ao longo de toda a prova de carga.

3.4 Análise numérica

Foi desenvolvido um modelo numérico usando o método dos elementos finitos por intermédio do software PLAXIS 3D Foundation, com o objetivo de fazer uma comparação com os resultados das provas de carga horizontal executadas no campo experimental da FEC.

A primeira etapa da modelagem numérica foi a definição das dimensões do semi espaço, ou seja, a geometria do modelo. Conforme mencionado por Brinkgreve (2002), os limites do modelo devem ser definidos em distâncias suficientes, de forma que a influência das deformações nos limites do contorno sobre a fundação seja minimizada. Ahmed (2013), definiu as dimensões do modelo de acordo ao diâmetro da estaca, assim, recomendou que o modelo tridimensional fosse um cubo com lados iguais ou maiores a 26 vezes o diâmetro da estaca e com profundidade mínima de 1,7 vezes o comprimento da estaca. Entretanto Born (2016), adotou como extensão da malha um espaçamento radial mínimo de 30 vezes o diâmetro da estaca. Desta maneira, desenvolveu-se o modelo garantindo que as condições de contorno não apresentassem deslocamentos, ou que, possuísem pequenos deslocamentos de forma que não influenciassem os resultados da análise.

Para a verificação das condições de contorno foram avaliados três modelos tridimensionais com dimensões diferentes, verificando para cada simulação os deslocamentos máximos apresentados nas condições de contorno. As dimensões avaliadas foram para malhas em planta

de $10 \times 10 \text{ m}^2$, $15 \times 15 \text{ m}^2$ e $20 \times 20 \text{ m}^2$. Para o desenvolvimento de cada malha foram realizados três passos importantes. Inicialmente, foi gerada a malha em duas dimensões constituída de elementos triangulares de 6 nós. Em seguida foi realizado um processo de refinamento da parte central da malha bidimensional, que correspondeu ao posicionamento da estaca, com o objetivo de aumentar o grau de confiabilidade na resposta. Finalmente a malha bidimensional foi estendida a uma malha tridimensional constituída de elementos volumétricos tipo cunha de 15 nós. Os nós são pontos específicos nos quais são calculados os deslocamentos ao longo da fase de cálculo. As tensões, são calculadas em pontos característicos chamados pontos de tensão. Na Figura 3.22 é apresentada a distribuição dos nós e os pontos de tensão do elemento volumétrico tipo cunha.

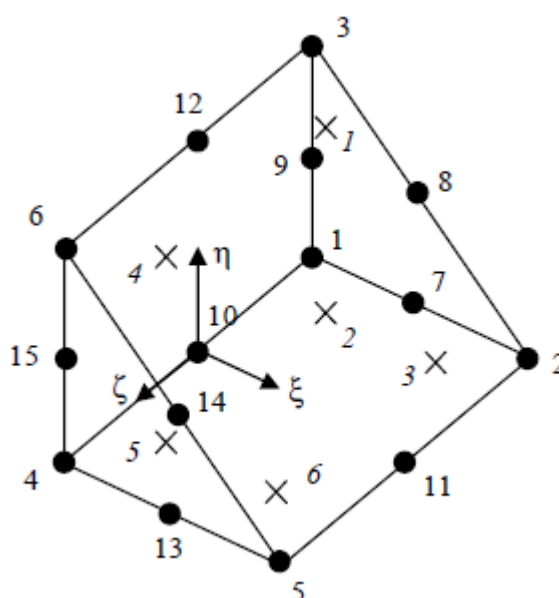


Figura 3.22– Distribuição dos nós (●) e pontos de tensão (x) do elemento volumétrico tipo cunha.

Concluídas todas as simulações, verificou-se que as condições de contorno para a malha de $20 \times 20 \text{ m}^2$ apresentaram deslocamentos máximos menores que um décimo de milímetro, deslocamento que pode ser considerado como desprezível. O resultado obtido foi uma malha de elementos finitos composta por 8.112 elementos volumétricos tipo cunha, com tamanho médio de 0,8 m e 23.009 nós. Na Figura 3.23 apresentam-se as dimensões finais da malha tridimensional de elementos finitos.

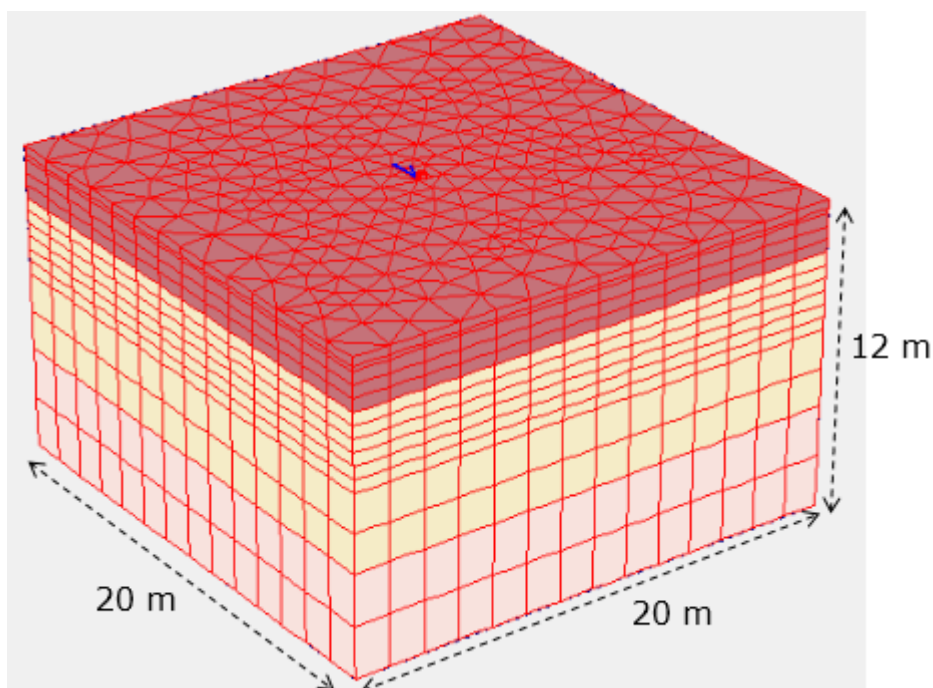


Figura 3.23– Dimensão da malha de elementos finitos.

Como foi mencionado no item 2.4, o modelo constitutivo usado para modelar o solo foi o Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb, que se baseia no módulo de deformabilidade (E_s) e o coeficiente de Poisson (ν), e em parâmetros do solo como o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c). Estes parâmetros, exceto o coeficiente de Poisson, foram obtidos da análise dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental. Na Tabela 3.1 apresentada anteriormente, são apresentados os parâmetros do solo que foram usados como dados de entrada na análise numérica com o solo na condição natural. Esses parâmetros já foram utilizados anteriormente por Freitas Neto (2013) e Garcia (2015) para realizar análises numérica de radiers estacados executados no mesmo local de pesquisa.

Para a análise na condição inundada foram adotados parâmetros do solo levando em consideração os resultados obtidos em diferentes pesquisas que analisaram a influência da inundação no comportamento do solo.

Ribeiro (1999) realizou ensaios de cisalhamento direto lento para amostras de solo na condição natural e inundada com o objetivo de avaliar a influência da saturação na resistência ao cisalhamento. Os ensaios foram realizados com amostras de solo superficial, poroso e

colapsível de Brasília/DF. Ribeiro (1999) obteve uma redução notória da coesão na faixa de 85% a 100%, enquanto que o ângulo de atrito manteve-se quase constante, com redução de até 7%.

Viecili (2003) realizou ensaios de cisalhamento direto rápido para amostras de solo na condição natural e inundada. Os ensaios foram realizados com amostras de solo argiloso da cidade de Ijuí/RS. O autor obteve uma significativa redução da coesão, em média de 70%. Porém, a influência da inundação no ângulo de atrito foi menor, com uma faixa de variação em média de 15%.

Menegotto (2004) realizou provas de carga direta em placa circular de 0,8 m de diâmetro, com e sem inundação do solo, no campo experimental de fundações do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), uma área cujo perfil geotécnico é considerado representativo da região centro-oeste do Estado de São Paulo. As provas de carga foram executadas para diferentes profundidades e com monitoramento da sucção através de tensiômetros instalados ao redor da placa. A partir dos resultados das provas de carga Menegotto (2004) obteve valores de módulo de deformabilidade para cada condição analisada, assim, após a inundação, obteve reduções do módulo na faixa de 40% a 70%. O autor relacionou a variação da sucção com o módulo de deformabilidade, concluindo que uma diminuição da sucção de 1 kPa representou um acréscimo, em média, de 190 kPa no módulo de deformabilidade.

Borges *et al.* (2016) analisaram o módulo de deformabilidade de um solo colapsível no estado de Pernambuco, com e sem inundação previa. Os autores verificaram que o módulo de elasticidade no solo natural variou de 46,3 a 79,2 MPa, enquanto no solo inundado, variou de 9,3 a 22,5 MPa. Logo, a inundação causou uma redução de 88%.

Assim, de acordo aos resultados obtidos pelos autores mencionados anteriormente, foi adotada, como consequência da inundação, uma redução de 85% no valor da coesão, 12% no valor do ângulo de atrito e 60% no valor do módulo de deformabilidade. Por outra parte, através das medições do inclinômetro realizadas na prova de carga com o solo inundado notou-se que os deslocamentos se tornaram inexistentes numa profundidade de aproximadamente 1,5 m. Sendo

assim, foi adotada uma profundidade de influência da inundação de 1,5 m. Ou seja, pela inundação só foram reduzidos os parâmetros da primeira camada do solo.

Para modelar o concreto da estaca utilizou-se o modelo Linear Elástico. Foram utilizados os valores de módulo de deformabilidade (E_c), resistência à compressão (R_c) e coeficiente de Poisson (ν_c) obtidos em laboratório por Garcia (2015), que da mesma forma que nesta pesquisa, trabalhou com concreto que possuía uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa (28 dias). Garcia (2015) realizou cinco ensaios à compressão simples em corpos de provas instrumentados por strain-gages (Figura 3.24), através dos quais, determinou a curva tensão vs deformação, as deformações transversais (ϵ_r) e verticais (ϵ_v), a resistência máxima a compressão e o módulo de deformabilidade do concreto.



Figura 3.24– Corpos de prova de concreto instrumentados (GARCIA, 2015).

Os resultados obtidos dos ensaios são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4- Resultados dos ensaios de resistência à compressão (GARCIA, 2015).

CORPO DE PROVA	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	MÉDIA
Tensão de ruptura à compressão, R_c (MPa)	34,9	25,5	40,0	39,2	43,7	36,7
Módulo de deformabilidade tangente inicial, E_c (GPa)	22,3	24,3	32,2	28,1	26,9	26,8

Porém, o módulo de deformabilidade representativo da estaca não é o módulo do concreto, pois não é levada em consideração o aço da armadura. Desta forma, será empregado como módulo

de deformabilidade do material da estaca o módulo composto (E_p), que é determinado em função do módulo do concreto e do aço através da seguinte expressão:

$$E_p = \frac{A_a \cdot E_a + A_c E_c}{A_a + A_c} \quad (3.1)$$

Em que:

A_a = Área da seção útil de aço em planta;

E_a = Módulo de deformabilidade do aço;

A_c = Área da seção útil de concreto em planta;

E_c = Módulo de deformabilidade do concreto.

Por meio dos resultados apresentados na Tabela 3.4 e utilizando a Equação 3.1, foram obtidos os parâmetros do concreto utilizados na modelagem numérica e apresentados na Tabela 3.5: Peso específico do concreto (γ_c), resistência à compressão (R_c), módulo de deformabilidade composto (E_p) e coeficiente de Poisson (ν_c).

São apresentadas na Tabela 3.5 as propriedades médias utilizadas na modelagem numérica de cada camada de solo para as duas condições (natural e inundada): Peso específico natural do solo (γ), peso específico saturado do solo (γ_{sat}), módulo de deformabilidade do solo (E_s), coeficiente de Poisson do solo (ν_s), coesão do solo (c) e ângulo de atrito interno do solo (ϕ).

Tabela 3.5- Parâmetros do solo e do concreto usados na modelagem numérica.

PARÂMETROS DO SOLO							
CAMADA	PROFUNDIDADE (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E_s (MPa)	ν_s	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Argila silto-arenosa	0 → 2	14,2	17,4	12,61	0,45	8	21,5
Areia siltosa	2 → 8	15,0	17,8	11,96	0,45	25	22,0
Silte areno-argiloso	8 → 12	15,20	17,4	11,01	0,45	26	22,0
Inundada	0 → 2	14,2	17,4	5,04	0,40	1	19
PARÂMETROS DO CONCRETO							
γ_c (kN/m ³)		R_c (MPa)		E_p (GPa)		ν_c	
25		36,7		27,87		0,2	

Esses parâmetros foram calculados a partir dos valores fornecidos por Gon (2011) conforme foi apresentado na tabela 3.1, exceto o coeficiente de Poisson que foi adotado de acordo a

valores utilizados anteriormente em pesquisas realizadas no campo experimental em questão. Os valores de módulo de deformabilidade do solo foram obtidos a partir das envoltórias determinadas por Freitas Neto (2013) conforme foi definido no item 3.1.2.

Outra consideração importante que deve ser ressaltada na modelagem numérica é a interação solo-estrutura. O contato entre diferentes materiais são simulados por meio de elementos de interface. No software PLAXIS os elementos de interface são apresentados graficamente com uma espessura finita, mas na formulação numérica implementada pelo software os pontos nodais do elemento de solo e do elemento de interface são idênticos, isto quer dizer que tem espessura nula.

As propriedades de resistência da interface dependem da resistência do solo (atrito e coesão). A redução de resistência ao longo da interface é descrita através do critério de Mohr Coulomb utilizando um fator multiplicativo R_{inter} . Assim, as novas propriedades de resistência da interface serão:

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c \quad (3.2)$$

$$\tan(\phi_{inter}) = R_{inter} \cdot \tan(\phi) \quad (3.3)$$

Em que:

c, ϕ = Coesão do solo e ângulo de atrito interno do solo;

c_{inter}, ϕ_{inter} = Coesão do solo reduzida e ângulo de atrito interno do solo reduzido;

Kim e Jeong (2011) realizaram uma modelagem numérica de estacas metálicas de grande porte submetidas a carregamentos horizontais utilizando o Software PLAXIS 3D Foundation. Os autores analisaram a influência de diferentes parâmetros da estaca como o diâmetro, o módulo de deformabilidade, o comprimento e a propriedade de interface (R_{inter}), no seu comportamento. Concluíram que o módulo de deformabilidade da estaca e a propriedade de interface (R_{inter}) não influenciam significativamente o seu comportamento e a tendência das curvas p - y .

O PLAXIS 3D Foundation permite empregar um fator de redução (R_{inter}) para cada tipo de material criado. São apresentados na Tabela 3.6 valores típicos de R_{inter} em função do tipo de interface.

Tabela 3.6- Valores típicos de R_{inter} (PÉREZ MORE, 2003).

Tipo de Interface	R_{inter}
Areia/aço	0,667
Argila/aço	0,50
Areia/concreto	0,8-1,0
Solo/geogrelha	0,8-1,0
Solo/geotêxtil	1,0

Levando em consideração que segundo o seu comportamento mecânico o solo do Campo Experimental é arenoso, empregou-se o tipo de interface areia/concreto. Assim, para a modelagem do problema em questão foi adotado um valor de fator de redução de 0,8.

Finalmente foram empregados dois modelos, um modelo para simular a condição natural e outro para a condição inundada. Na Figura 3.25 e 3.26 é apresentado o modelo final usado para cada condição.

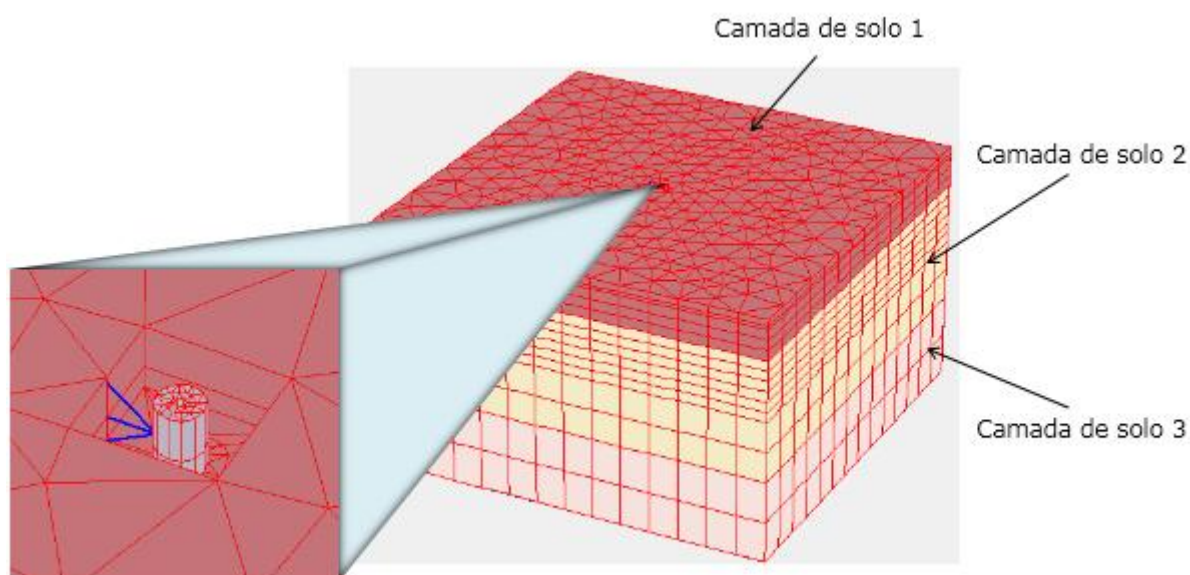


Figura 3.25– Perspectiva do modelo final com o solo na condição natural.

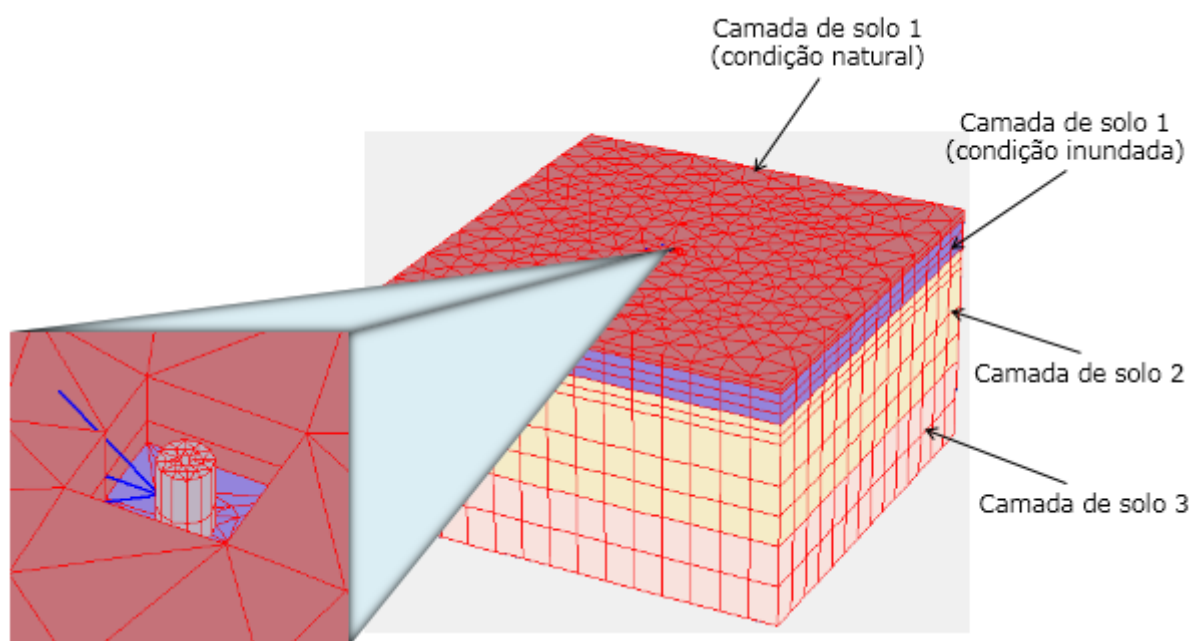


Figura 3.26– Perspectiva do modelo final com o solo na condição inundada.

3.5 Análise através do software RSPile

O RSPile é um software desenvolvido pela companhia de softwares geotécnicos Rocscience Inc, que é utilizado para calcular a capacidade de carga axial de estacas cravadas e analisar o comportamento de estacas submetidas a carregamento horizontal.

O software utiliza o método numérico das diferenças finitas para a solução da equação diferencial de uma estaca carregada horizontalmente (expressão 2.14) e a solução das equações diferenciais de cortante, momento e rotação (expressões 2.10, 2.11 e 2.12), definidas para diferentes profundidades. O método das diferenças finitas divide a estaca em n segmentos de comprimento h (Figura 3.27), esses segmentos separam os nós que são os pontos nos quais são obtidas as soluções das respectivas equações diferenciais.

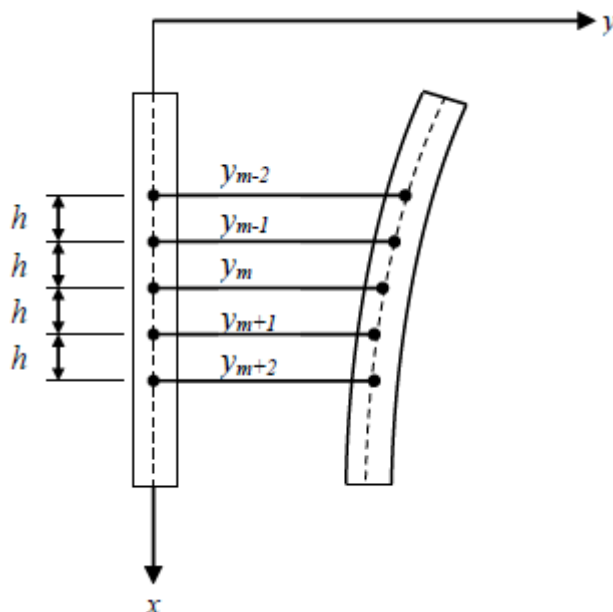


Figura 3.27– Divisão de uma estaca em segmentos e nós para a aplicação do método das diferenças finitas.

No método das diferenças finitas, além das equações diferenciais definidas anteriormente, são consideradas quatro equações de contorno (duas equações na base da estaca e duas no topo) e duas equações de equilíbrio estático ($\sum H=0$ e $\sum M=0$). Assim, finalmente é obtido um sistema de $n+5$ equações que resolvido fornece os deslocamentos, os cortantes e os momentos em cada secção analisada.

Para a solução das equações diferenciais usando o método de diferenças finitas são consideradas as seguintes suposições:

1. A estaca é geometricamente reta;
2. As cargas excêntricas não são consideradas;
3. Os desvios transversais da estaca são pequenos;
4. Os deslocamentos devido às tensões de cisalhamento são pequenos.

Depois de solucionar as equações diferenciais para diferentes profundidades o software RSPile implementa algum modelo da curva $p-y$ de acordo ao tipo de solo, para obter uma relação não linear que forneça a resistência do solo em função do deslocamento da estaca para diferentes profundidades. Para definir as curvas $p-y$ o software utiliza o método de Matlock (1970) para argila mole, o método de Reese *et al.* (1975) para argila rija saturada, o método de Welch e

Reese (1972) para argila rija não saturada, o método de Reese *et al.* (1974) para areias saturadas ou não saturadas e o método de Reese e Nyman (1978) para rochas fracas.

O software permite escolher a geometria da estaca analisada: secção circular, secção retangular, estaca tubular ou definir uma secção específica. Para definir o material da estaca é possível escolher o material: tipo elástico ou plástico, além de inserir o módulo de deformabilidade. Assim, no caso particular desta pesquisa foi escolhida a secção da estaca como tubular, deixando no meio da secção da estaca um vazio de 8 cm correspondente ao tubo de inclinômetro. Foi definido o concreto como material elástico e utilizou-se o módulo de deformabilidade composto calculado pela expressão 3.1 (E_p).

O software RSPile permite trabalhar com várias camadas do solo e definir o tipo de solo e espessura de cada camada. Sendo assim, é necessário escolher se o solo analisado é argila mole, argila rija saturada, argila rija não saturada, areia ou rocha fraca. Os dados de entrada correspondentes às propriedades da camada variam de acordo ao tipo de solo escolhido. Neste trabalho foi definido o solo como areia, assim foi necessário inserir para cada camada os dados de peso específico natural do solo (γ), ângulo de atrito interno do solo (ϕ) e coeficiente de reação horizontal (n_h). Os valores de ângulo de atrito e peso específico do solo definidos para cada camada foram os mesmos utilizados na análise numérica e apresentados na Tabela 3.5. No entanto, o coeficiente de reação horizontal utilizado foi o calculado pela expressão 2.58 ($n_h = 13,7 \text{ MN/m}^3$) conforme será explicado no item 4.4.1.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos das provas de carga e da análise numérica, diferenciando em cada caso os resultados obtidos para cada condição do solo (natural e inundada). Serão apresentadas interpretações dos resultados, além dos cálculos referentes ao coeficiente de reação horizontal, as curvas p - y e a carga horizontal última.

4.1 Curvas Carga vs Deslocamento Horizontal

4.1.1 Provas de carga

A partir das leituras realizadas nas provas de carga foi possível desenhar as curvas carga vs deslocamento horizontal para cada condição do solo (figuras 4.1 e 4.2). Os deslocamentos foram obtidos na cabeça da estaca no mesmo nível de aplicação da carga, a uma altura de aproximadamente 17 cm a partir da superfície do terreno. As curvas foram construídas utilizando-se a média dos deslocamentos registrados por cada transdutor de deslocamento (LVDT) para cada estágio de carga.

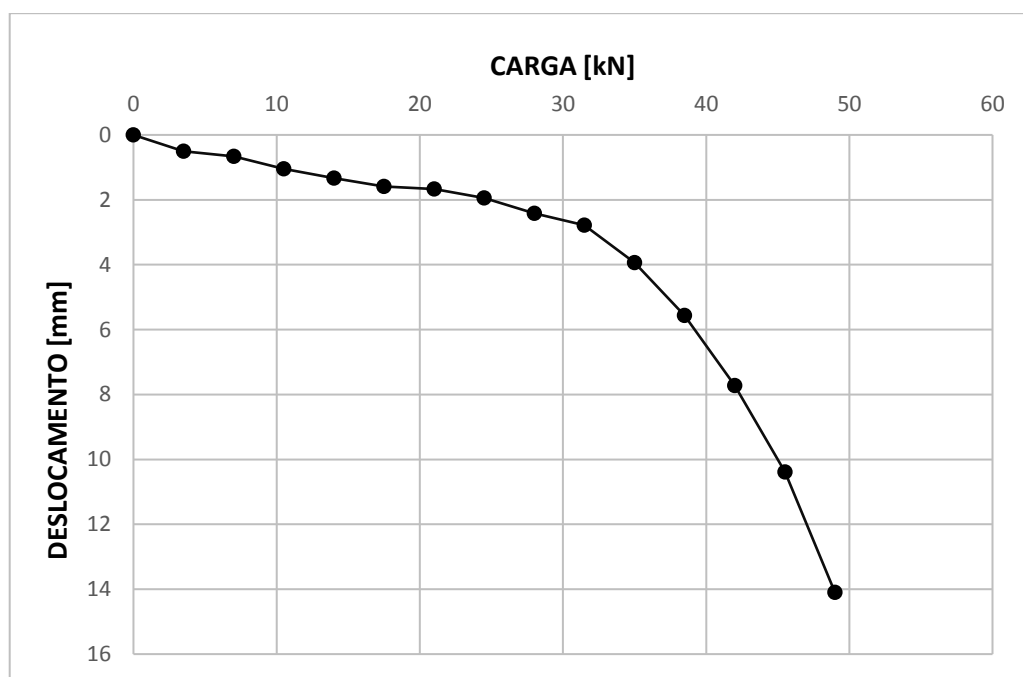


Figura 4.1– Curva carga vs deslocamento horizontal com o solo na condição natural.

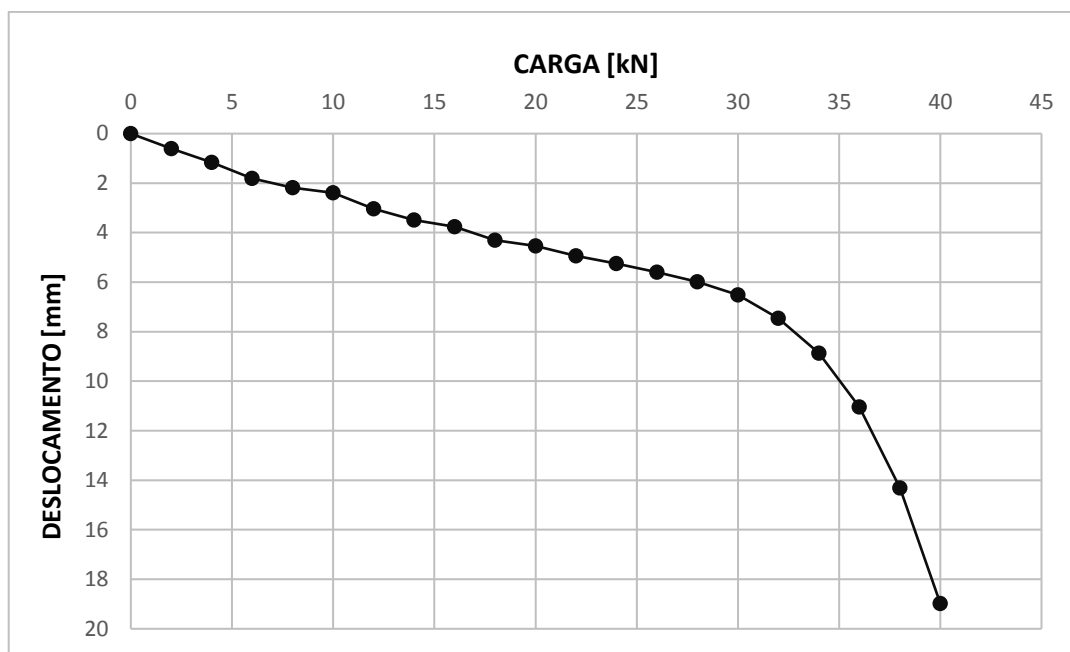


Figura 4.2– Curva carga vs deslocamento horizontal com o solo na condição inundada.

Na curva obtida com o solo na condição natural é possível notar uma tendência quase linear de aumento dos deslocamentos até uma carga de aproximadamente 32 kN, com uma variação pequena de deslocamentos (deslocamentos inferiores a 3 mm). A partir desse ponto a curva adota um comportamento exponencial, com uma variação mais rápida de deslocamentos.

O comportamento da curva obtida do ensaio com o solo na condição inundada é próximo ao comportamento evidenciado com o solo na condição natural, sendo que os deslocamentos obtidos foram superiores para as mesmas cargas aplicadas. Assim, na curva obtida com o solo na condição inundada nota-se uma tendência quase linear de aumento dos deslocamentos até uma carga de aproximadamente 30 kN, atingindo 6 mm de deslocamento neste ponto. A partir desse ponto a curva adota um comportamento exponencial, com uma variação maior de deslocamentos.

Assim, observou-se nas duas curvas, uma fase elástica caracterizada por uma variação pequena de deslocamentos, que indica a tendência do solo a resistir as cargas horizontais nesse trecho e uma fase plástica, que inicia após um ponto de inflexão com carga de aproximadamente 30 kN e que é marcada por uma variação rápida de deslocamentos como resposta a uma evidente perda de resistência do solo.

Com o objetivo de mostrar com mais clareza a influência da inundação no comportamento da estaca, são apresentadas na Figura 4.3 as duas curvas conjuntas.

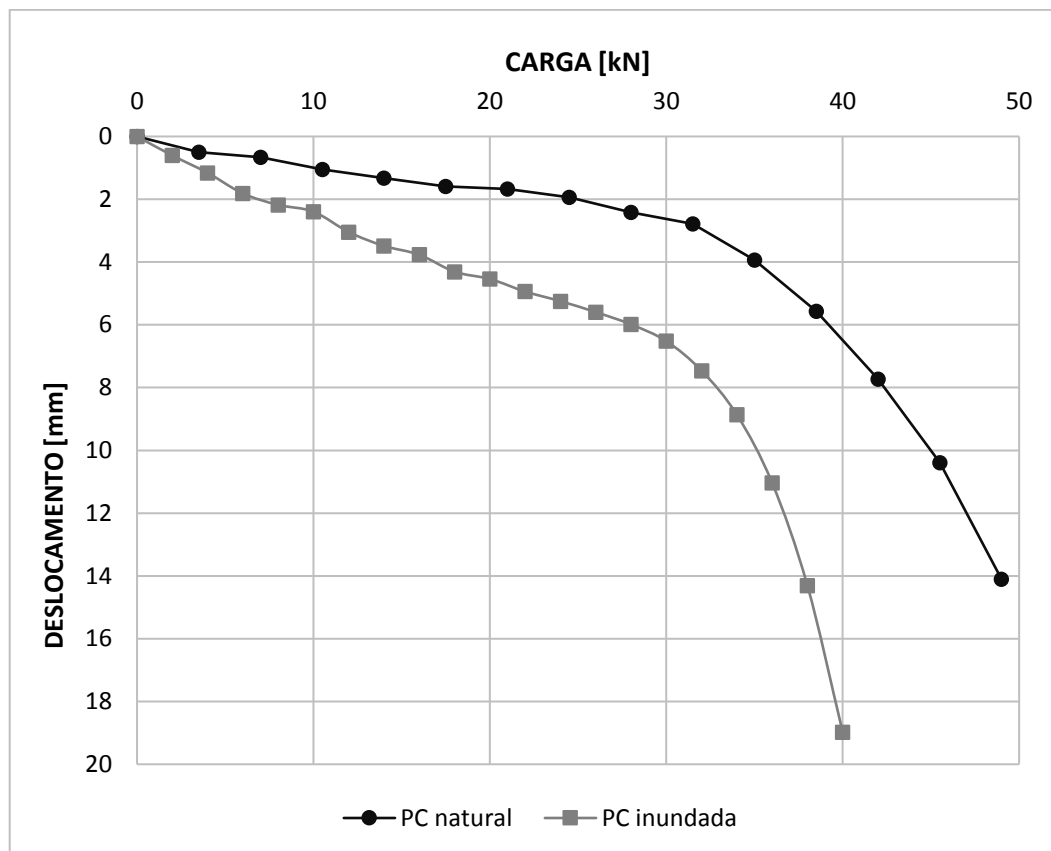


Figura 4.3– Curvas carga vs deslocamento horizontal nas duas condições do solo.

Na Tabela 4.1 é apresentada a carga máxima atingida em cada prova de carga e o respectivo deslocamento horizontal. Na Tabela 4.2 são apresentadas as cargas necessárias para atingir deslocamentos de 2, 4, 6 e 12 mm e os deslocamentos atingidos para cargas de 10, 20, 30 e 40 kN, nas duas provas de carga.

Tabela 4.1- Cargas e deslocamentos atingidos em cada prova de carga.

Carga máxima [kN]	Deslocamento atingido [mm]
Natural	
49	14,1
Inundada	
40	19

Tabela 4.2- Variação de carga e deslocamento nas duas provas de carga.

Prova de carga	Carga para 2 mm [kN]	Carga para 4 mm [kN]	Carga para 6 mm [kN]	Carga para 12 mm [kN]
Natural	25	35	39	47
Inundada	7	17	28	37
Redução (%)	72	51	28	21
Relação de cargas (nat/inun)	3,6	2,1	1,4	1,3
Prova de carga	Deslocamento em 10 kN [mm]	Deslocamento em 20 kN [mm]	Deslocamento em 30 kN [mm]	Deslocamento em 40 kN [mm]
Natural	1	1,6	2,6	6,5
Inundada	2,4	4,5	6,5	19
Acréscimo (%)	140	181	150	192
Relação de deslocamentos (inundada/natural)	2,4	2,8	2,5	2,9

Analisando o comportamento e a tendência das duas curvas (Figura 4.3), nota-se que a inundação do solo originou um elevado acréscimo de deslocamentos para as mesmas cargas aplicadas. Assim, como é apresentado na Tabela 4.2, são evidenciados acréscimos de deslocamentos que variam de 140% até 190% nos níveis finais de carregamento, ou seja, com a inundação, os valores de deslocamentos aumentaram entre 2 e 3 vezes.

Conforme apresentado na Tabela 4.2, com a inundação do solo, é evidenciada uma redução das cargas aplicadas para atingir os mesmos deslocamentos obtidos na prova de carga na condição natural. Essa redução é elevada inicialmente, com valores próximos a 70%, e diminui gradualmente nos próximos níveis de carga, chegando a 20% na fase final de carregamento.

4.1.2 Análise numérica

Para cada estaca modelada foi imposta uma carga igual à carga máxima atingida na prova de carga de acordo à situação analisada, ou seja, 49 kN para a estaca com o solo na condição natural e 40 kN para a estaca com o solo na condição inundada. As cargas foram aplicadas 17 cm acima da superfície do terreno conforme foi realizado na prova de carga. São apresentadas nas figuras 4.4 e 4.5 os deslocamentos obtidos na cabeça da estaca e em profundidade, nas duas situações modeladas. Nas figuras 4.6 e 4.7 são apresentadas as curvas carga vs deslocamento horizontal obtidas da análise numérica para cada condição do solo analisada.

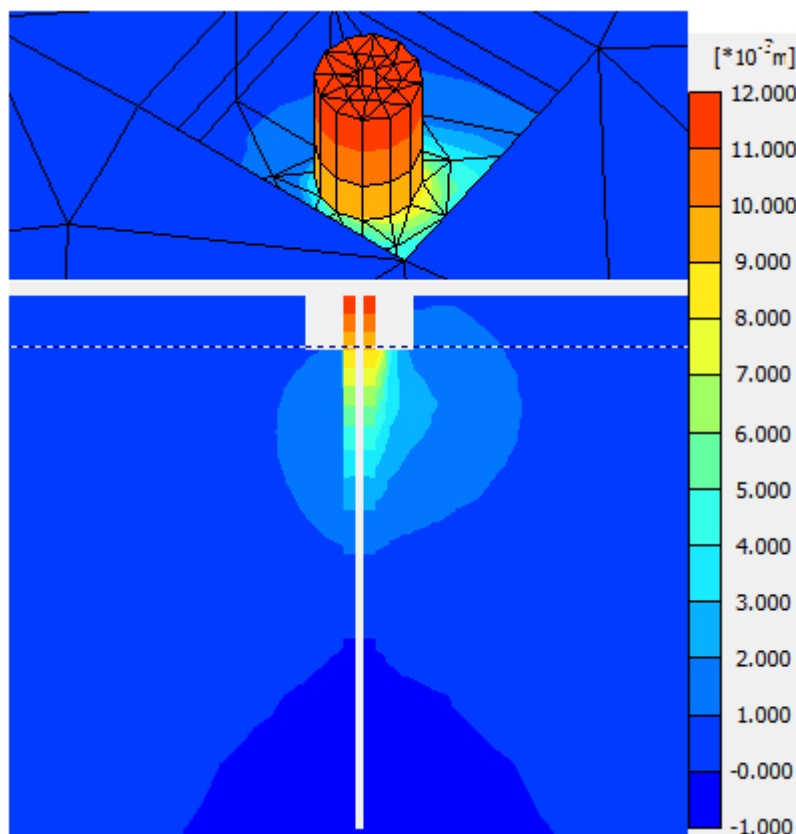


Figura 4.4– Resultados da análise numérica com o solo na condição natural.

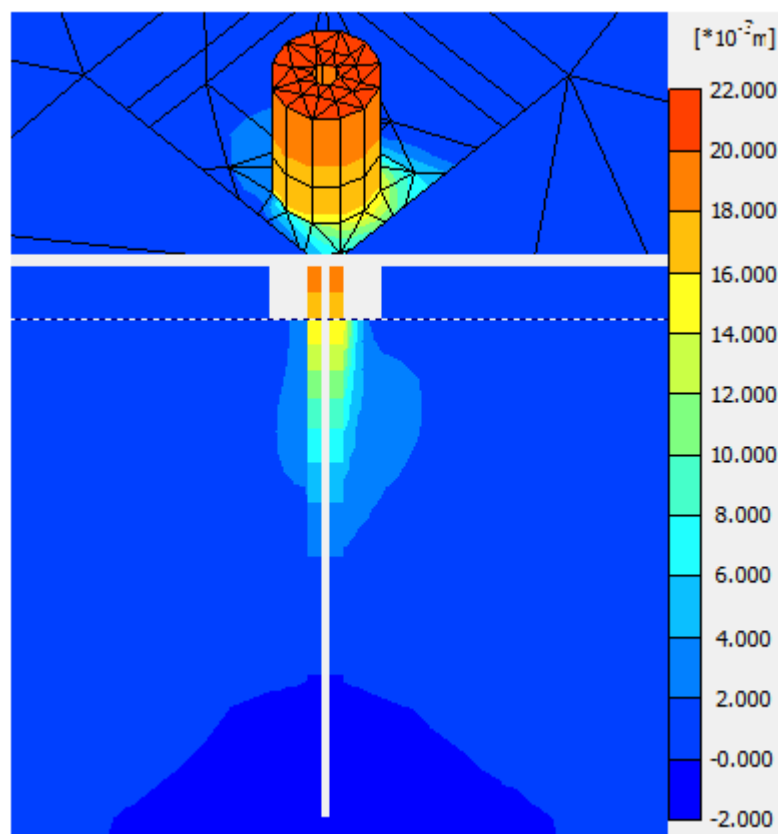


Figura 4.5– Resultados da análise numérica com o solo na condição inundada.

A partir dos resultados obtidos da análise numérica foi possível obter as curvas carga vs deslocamento horizontal, tomando como ponto de análise o nível de aplicação de carga, ou seja, 17 cm acima do nível do terreno.

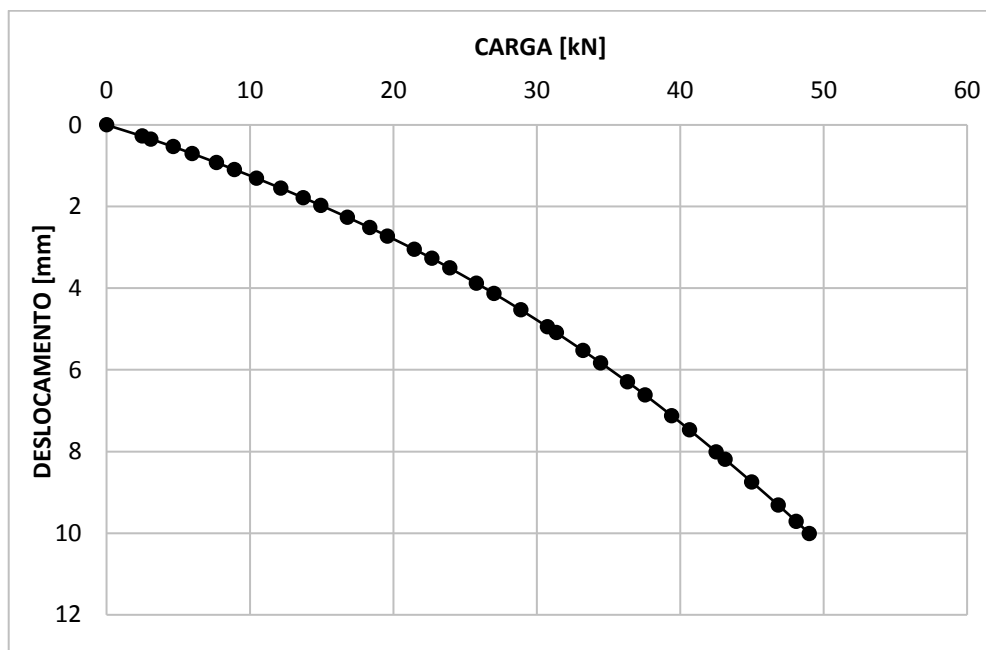


Figura 4.6– Curva carga vs deslocamento horizontal da análise numérica com o solo na condição natural.

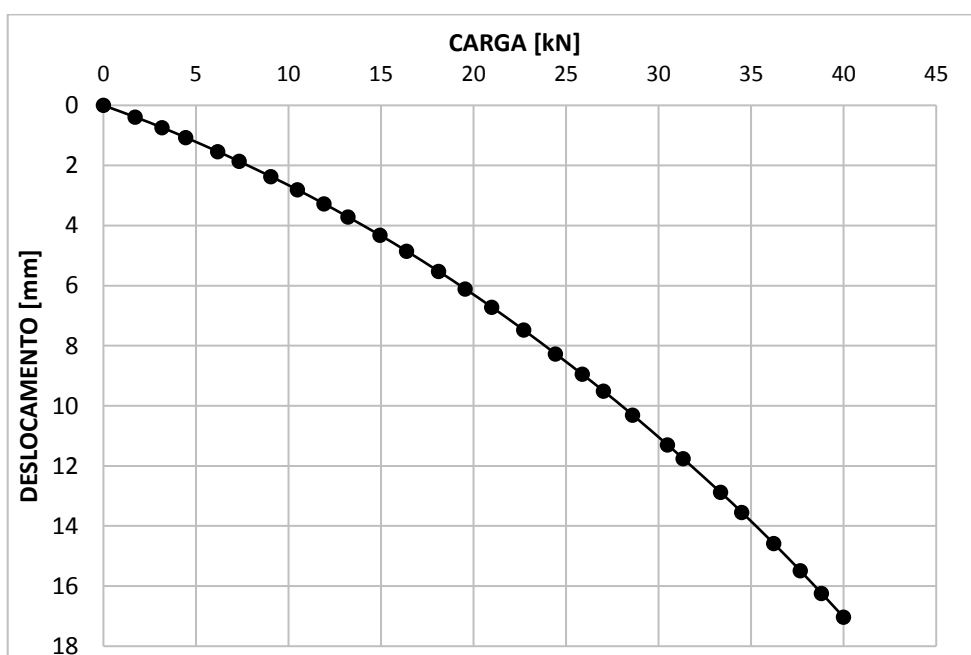


Figura 4.7– Curva carga vs deslocamento horizontal da análise numérica com o solo na condição inundada.

Com o objetivo de apresentar com mais clareza na variação do comportamento da estaca após mudar os parâmetros do solo na análise numérica devido a ação da inundação, são apresentadas na Figura 4.8 as duas curvas conjuntas.

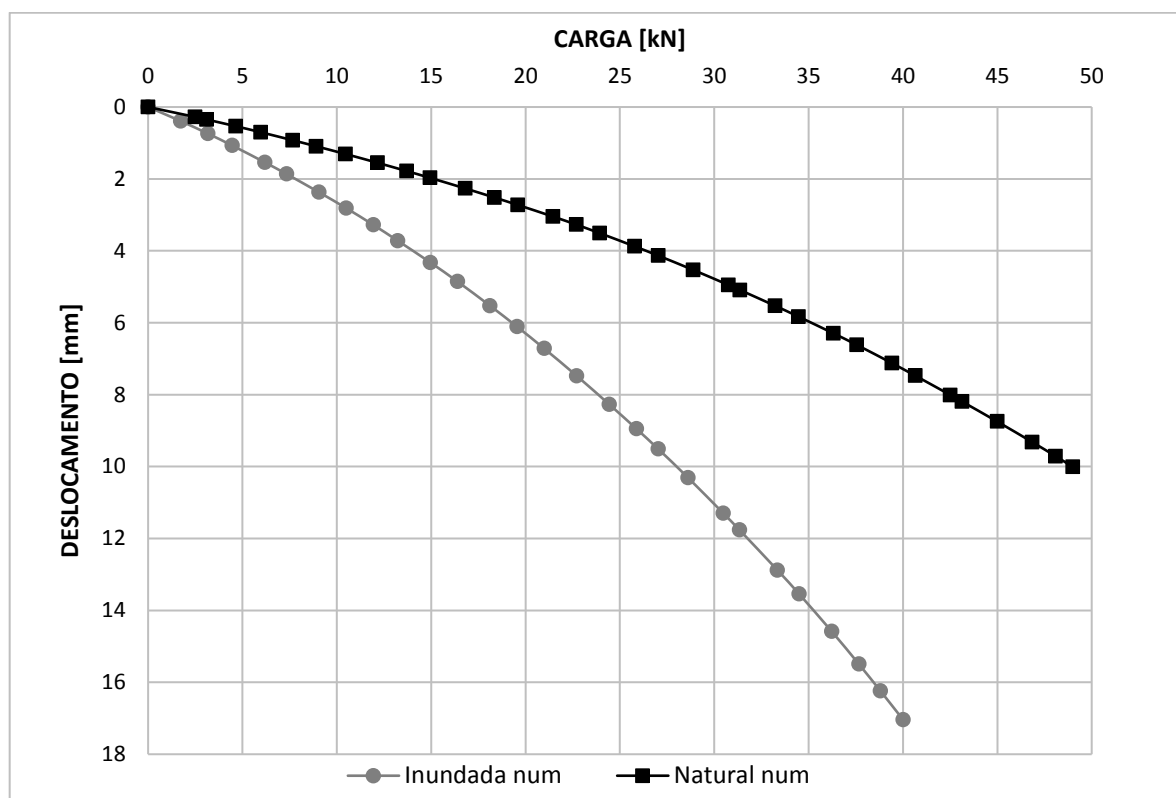


Figura 4.8– Curvas carga vs deslocamento horizontal das análises numéricas nas duas condições do solo.

Na Tabela 4.3 são apresentadas as cargas necessárias para atingir deslocamentos de 2, 5, 8 e 10 mm, além dos deslocamentos atingidos para cargas de 10, 20, 30 e 40 kN, nas duas análises numéricas.

Na Tabela 4.4 é apresentado o deslocamento horizontal máximo atingido em cada modelo da análise numérica. São apresentados os deslocamentos atingidos em três pontos específicos de análise: o topo da estaca, que é o ponto de maior deslocamento, o nível de aplicação da carga, que é o nível em que foram obtidos os deslocamentos das provas de carga e na superfície do terreno.

Tabela 4.3- Variação de carga e deslocamento nas duas análises numéricas.

Análise numérica	Carga para 2 mm [kN]	Carga para 5 mm [kN]	Carga para 8 mm [kN]	Carga para 10 mm [kN]
Natural	15	31	43	49
Inundada	8	17	24	28
Redução (%)	47	45	44	43
Relação de cargas (nat/inun)	1,9	1,8	1,8	1,8
Análise numérica	Deslocamento em 10 kN [mm]	Deslocamento em 20 kN [mm]	Deslocamento em 30 kN [mm]	Deslocamento em 40 kN [mm]
Natural	1,2	2,8	4,7	7,3
Inundada	2,6	6,3	11,0	17,0
Acréscimo (%)	117	125	134	132
Relação de deslocamentos (inun/nat)	2,2	2,3	2,3	2,3

Tabela 4.4- Deslocamentos máximos atingidos em cada modelo da análise numérica.

Análise numérica	Carga (kN)	Ponto	Deslocamento máximo (mm)
Natural	49	Topo da estaca	12,0
		Nível da carga	10,0
		Superfície do terreno	9,0
Inundada	40	Topo da estaca	20,0
		Nível da carga	17,0
		Superfície do terreno	15,5

Analisando o comportamento das duas curvas obtidas através da análise numérica (Figura 4.8) e conforme é apresentado na Tabela 4.3, nota-se que a inundação do solo provoca um elevado acréscimo de deslocamento para as mesmas cargas aplicadas. A variação dos deslocamentos foi da ordem de 120% a 130%, ou seja, com a inundação, os valores aumentaram aproximadamente 2 vezes.

A Tabela 4.3 mostra uma redução das cargas aplicadas no modelo com o solo inundado para atingir os mesmos deslocamentos obtidos na análise numérica na condição natural, essa redução mantém um valor médio de 43% ao longo do carregamento.

4.1.3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

São apresentadas de forma conjunta nas figuras 4.9 e 4.10 as curvas carga vs deslocamento horizontal obtidas nas análises experimentais e numéricas realizadas para as duas condições do solo.

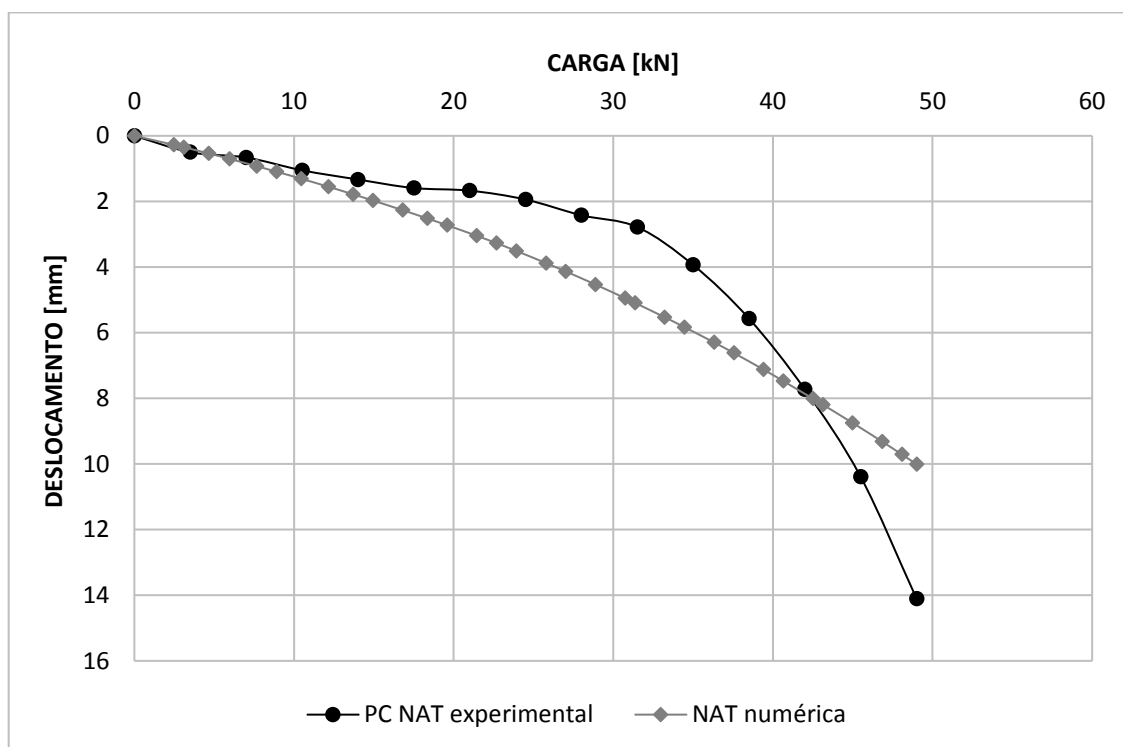


Figura 4.9– Curvas carga vs deslocamento horizontal da análise numérica e experimental com o solo na condição natural.

As duas curvas obtidas para as análises com o solo na condição natural mostram que até a carga de aproximadamente 10 kN as diferenças nos deslocamentos são pequenas. Para o trecho compreendido entre 10 e 42 kN, a curva obtida da análise numérica apresenta deslocamentos mais acentuados, porém, a partir de uma carga de 42 kN, os deslocamentos da curva experimental se mostram mais elevados, isso devido a uma inflexão antecipada da curva experimental em relação à numérica. Na prova de carga o deslocamento máximo atingido foi de 14 mm, enquanto que na análise numérica o valor foi de 10 mm. Desta maneira, comparando-se os resultados obtidos pelos dois tipos de análise, verifica-se que o modelo numérico forneceu um deslocamento máximo 29% inferior ao experimental como consequência à inflexão antecipada da curva experimental.

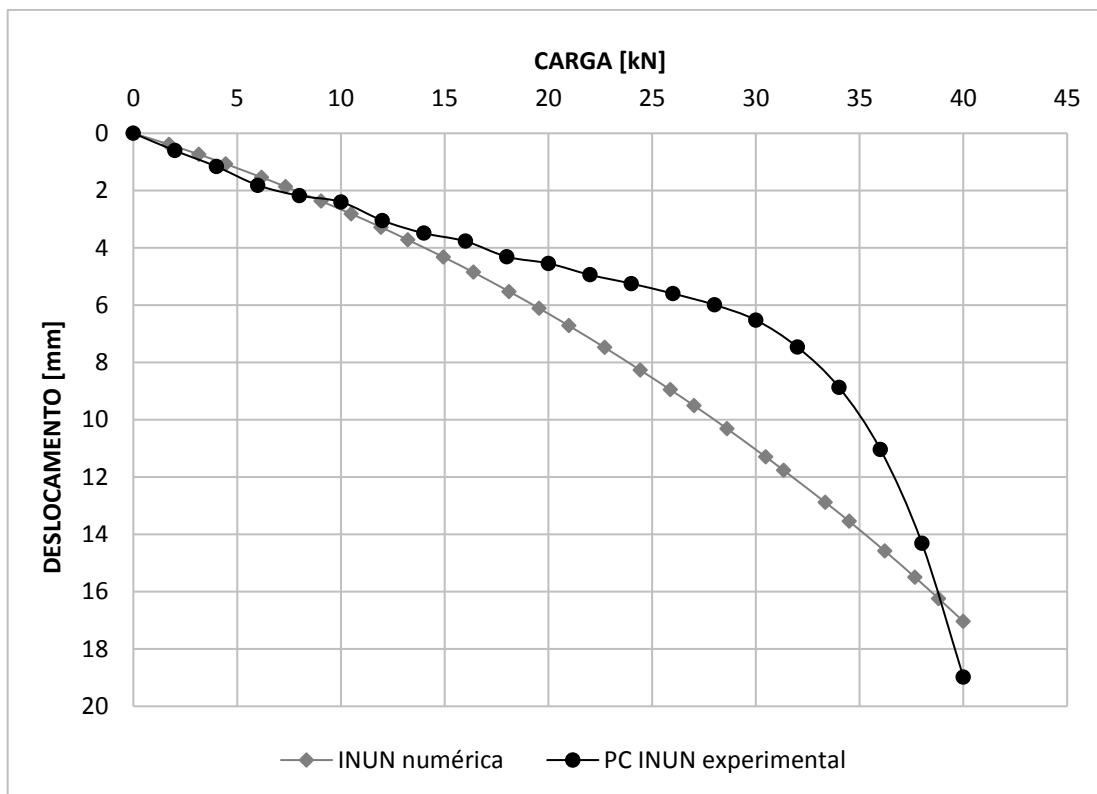


Figura 4.10– Curvas carga vs deslocamento horizontal da análise numérica e experimental com o solo na condição inundada.

As duas curvas obtidas para as análises com o solo na condição inundada mostram que até a carga de aproximadamente 8 kN a curva da prova de carga apresenta deslocamentos superiores, porém, próximos aos deslocamentos obtidos na análise numérica. No entanto, para o trecho compreendido entre 8 e 38 kN, a curva obtida da análise numérica apresentou deslocamentos mais acentuados que a experimental. A partir de 38 kN, os deslocamentos da curva experimental foram mais elevados.

Quando comparados os deslocamentos máximos atingidos pelos dois tipos de análise na condição inundada, nota-se que foram próximos. Assim, na prova de carga o deslocamento máximo atingido foi de 19 mm, enquanto que na análise numérica o deslocamento máximo obtido foi de 17 mm. Desta maneira, verifica-se que o modelo numérico forneceu um deslocamento máximo 11% inferior ao experimental, isso como consequência à queda antecipada de deslocamentos que é evidenciada na curva experimental.

Em geral, nota-se, que as curvas numéricas apresentaram um comportamento distinto daquelas obtidas experimentalmente. Notou-se um aumento contínuo dos deslocamentos para cada

incremento de carga, sem identificação de um trecho elástico ou plástico. As curvas obtidas pelos dois tipos de análise apresentaram um bom ajuste nos primeiros estágios de carga, porém, os deslocamentos obtidos através das provas de carga tendem a ser menores nos estágios de carga intermediários e maiores nos estágios mais avançados. As curvas experimentais apresentam inflexões antecipadas como resposta à queda dos deslocamentos, comportamento não evidenciado na análise numérica, o que leva a considerar que a análise numérica, para o caso particular, fornece resultados menos conservadores.

4.2 Deslocamentos horizontais em profundidade

4.2.1 Provas de carga

As leituras com o inclinômetro permitiram obter a variação dos deslocamentos horizontais em profundidade ao longo dos ensaios. Os resultados obtidos são apresentados através de gráficos que indicam a variação incremental e acumulada dos deslocamentos em profundidade para cada estágio de carga.

Os deslocamentos incrementais são medidos em intervalos de profundidades predeterminados (neste caso cada 0,5 m) a partir da extremidade inferior do tubo (ponta da estaca) até a sua parte superior, e representam o incremento de deslocamento de uma profundidade específica em relação ao valor medido na profundidade imediatamente anterior. O deslocamento acumulado, representa a somatória dos deslocamentos incrementais registrados até a profundidade de análise, essa somatória é realizada a partir da extremidade inferior do tubo.

São apresentados na Figura 4.11, os deslocamentos incrementais em profundidade e na 4.12 os deslocamentos acumulados em profundidade, para cada estágio da prova de carga executada com o solo na condição natural. Na Figura 4.13 são apresentados os deslocamentos incrementais em profundidade para cada estágio de carga da prova executada com o solo na condição inundada e na Figura 4.14 os deslocamentos acumulados em profundidade para essa mesma situação. Lembrando que na periferia da estaca foi feita uma escavação de 0,5 m de profundidade, desta forma, o nível 0,5 das figuras representa o nível do topo da estaca (localizado 0,5 m acima do nível do terreno) e o nível 0,0 representa a superfície do terreno.

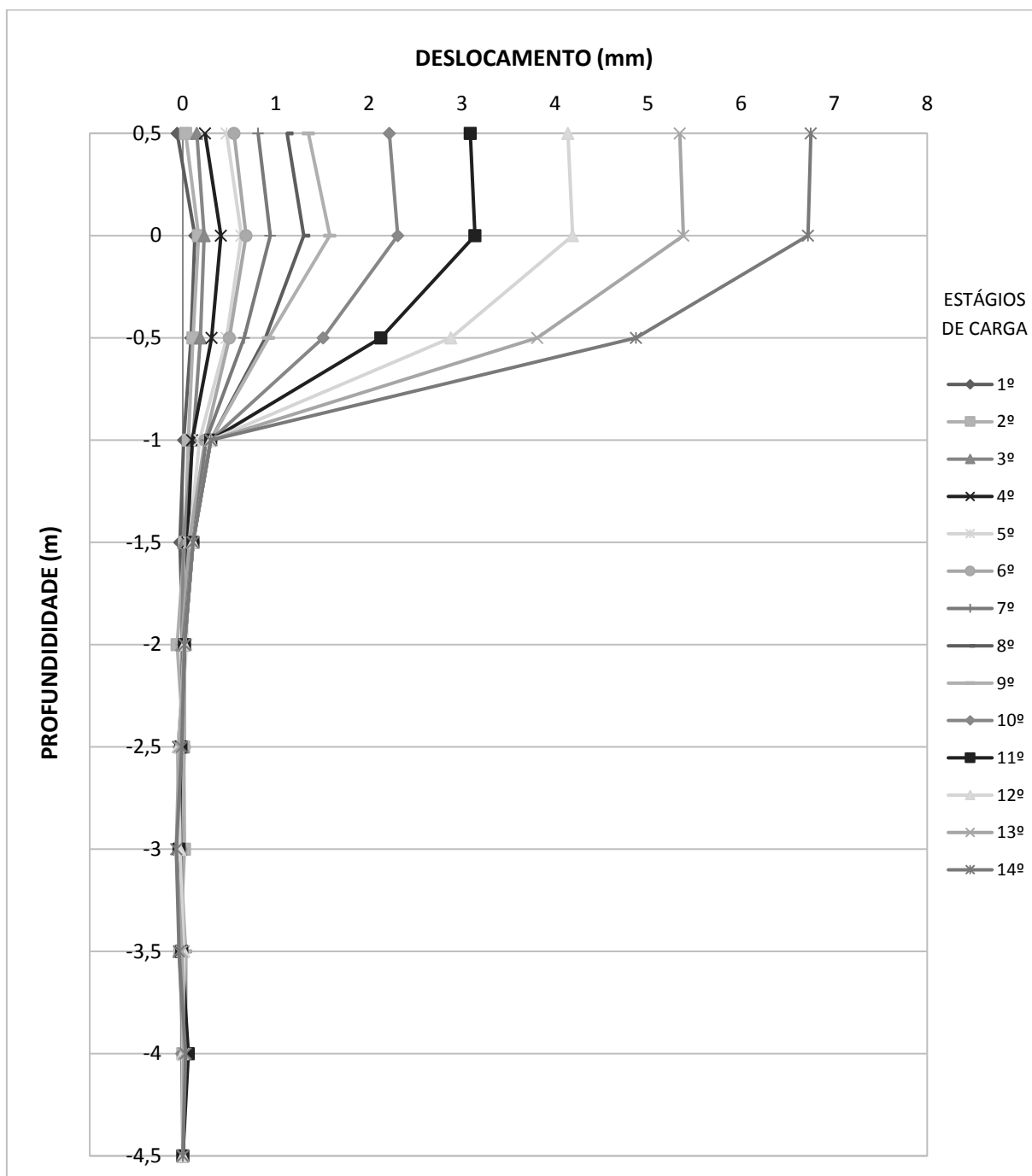


Figura 4.11– Deslocamento horizontal incremental em profundidade da prova de carga com o solo na condição natural.

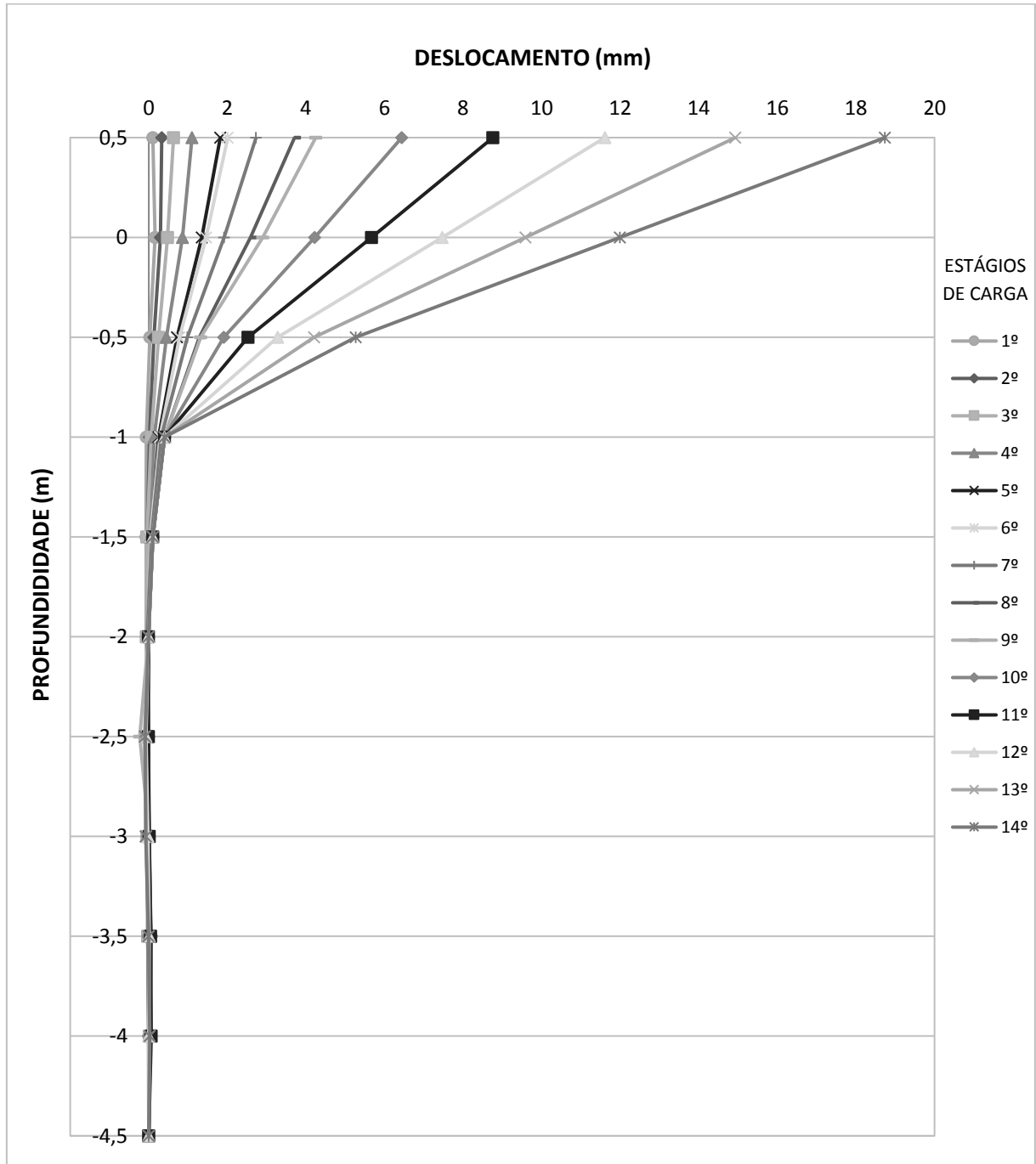


Figura 4.12– Deslocamento horizontal acumulado em profundidade da prova de carga com o solo na condição natural.

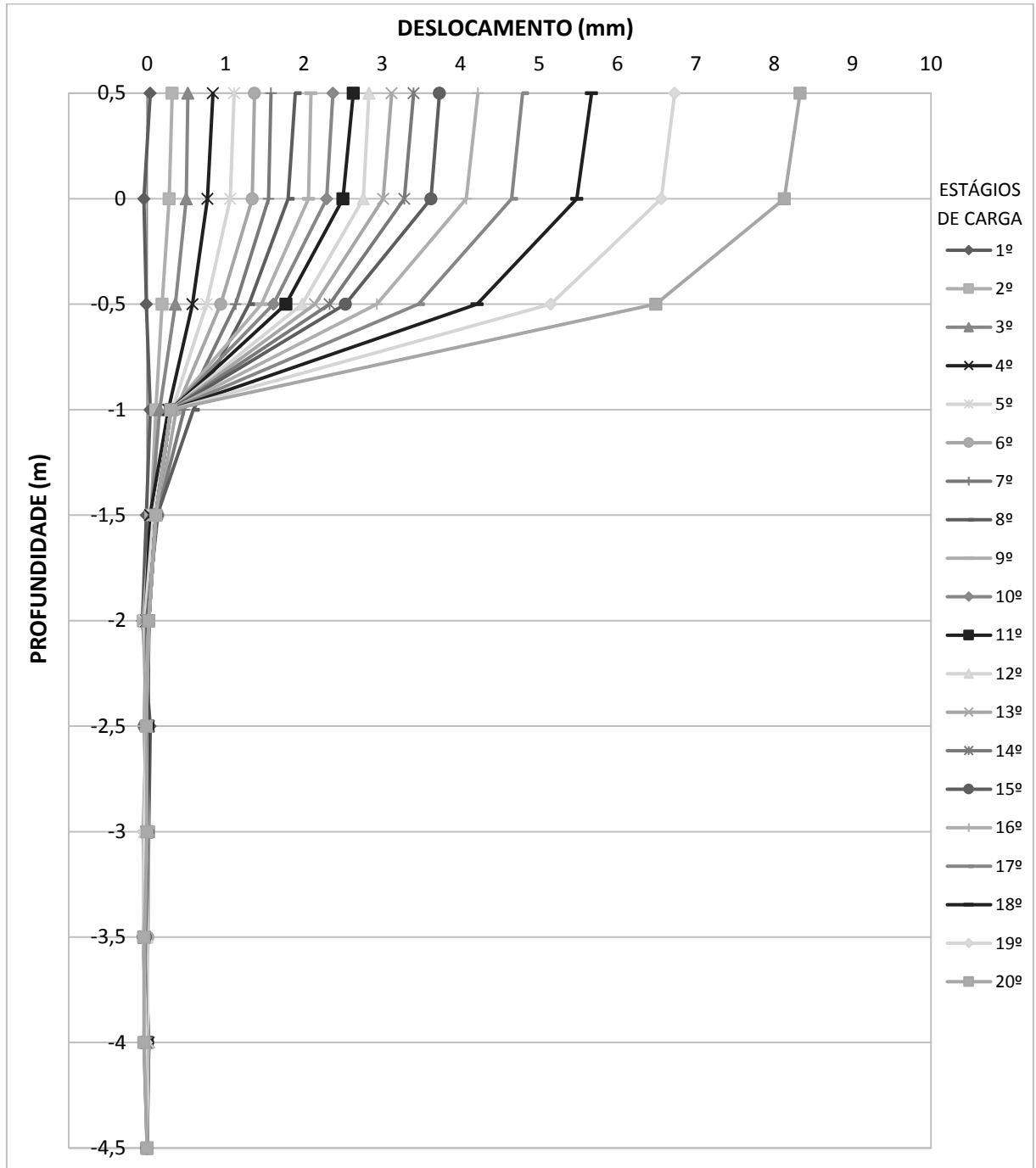


Figura 4.13– Deslocamento horizontal incremental em profundidade da prova de carga com o solo na condição inundada.

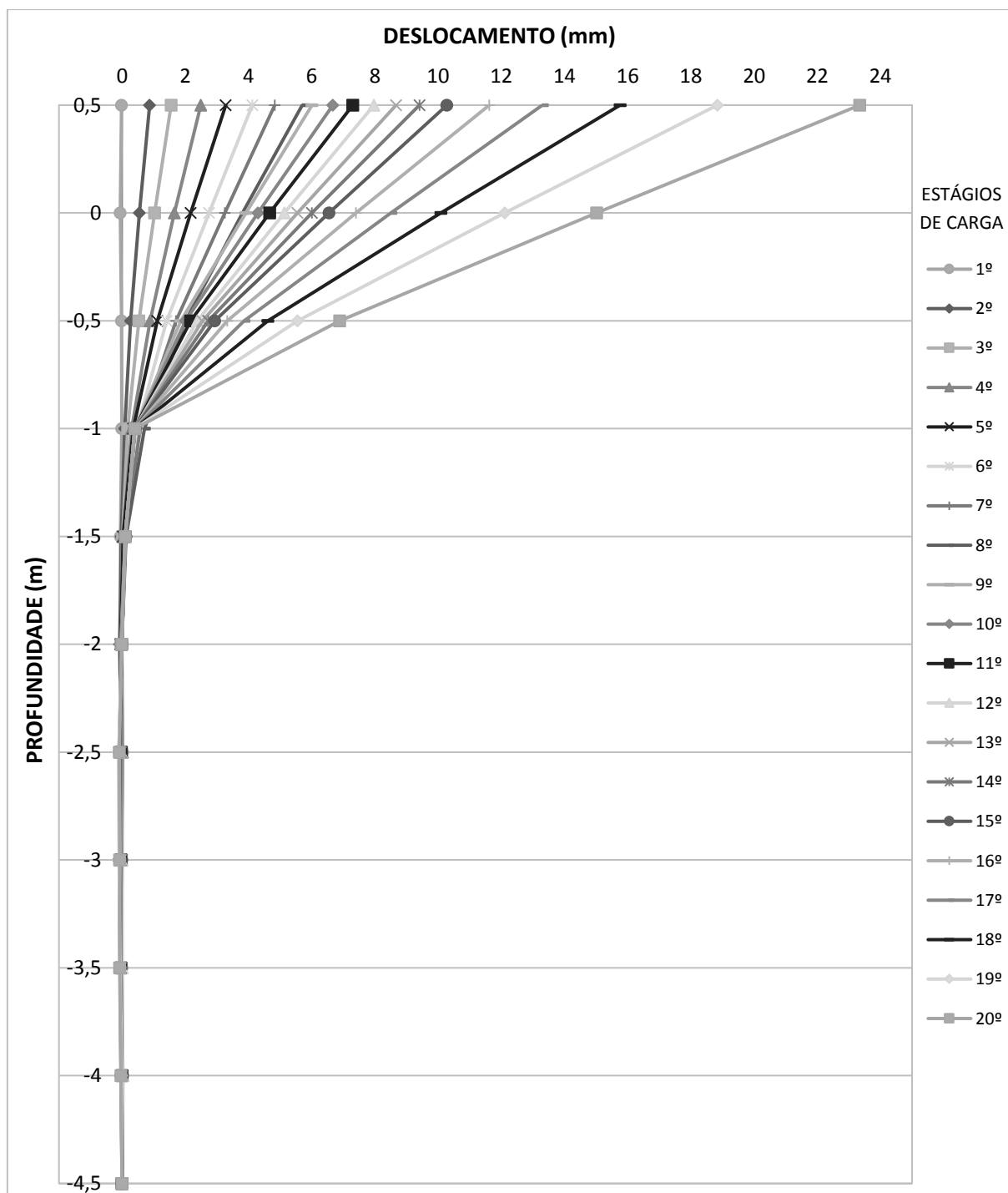


Figura 4.14— Deslocamento horizontal acumulado em profundidade da prova de carga com o solo na condição inundada.

Como era esperado, para as duas condições do solo analisadas, os gráficos anteriores mostram deslocamentos elevados no topo da estaca que diminuem gradualmente em profundidade. Foram obtidos deslocamentos máximos no topo da estaca de 18,7 mm na prova de carga com

o solo natural e de 23,35 mm na prova de carga com o solo inundado. Com o objetivo de analisar com mais detalhe a influência da inundação nos deslocamentos horizontais em profundidade, são apresentados na Figura 4.15 os deslocamentos em profundidade atingidos para cargas de 14 kN, 28 kN e 39 kN, nas duas provas de carga.

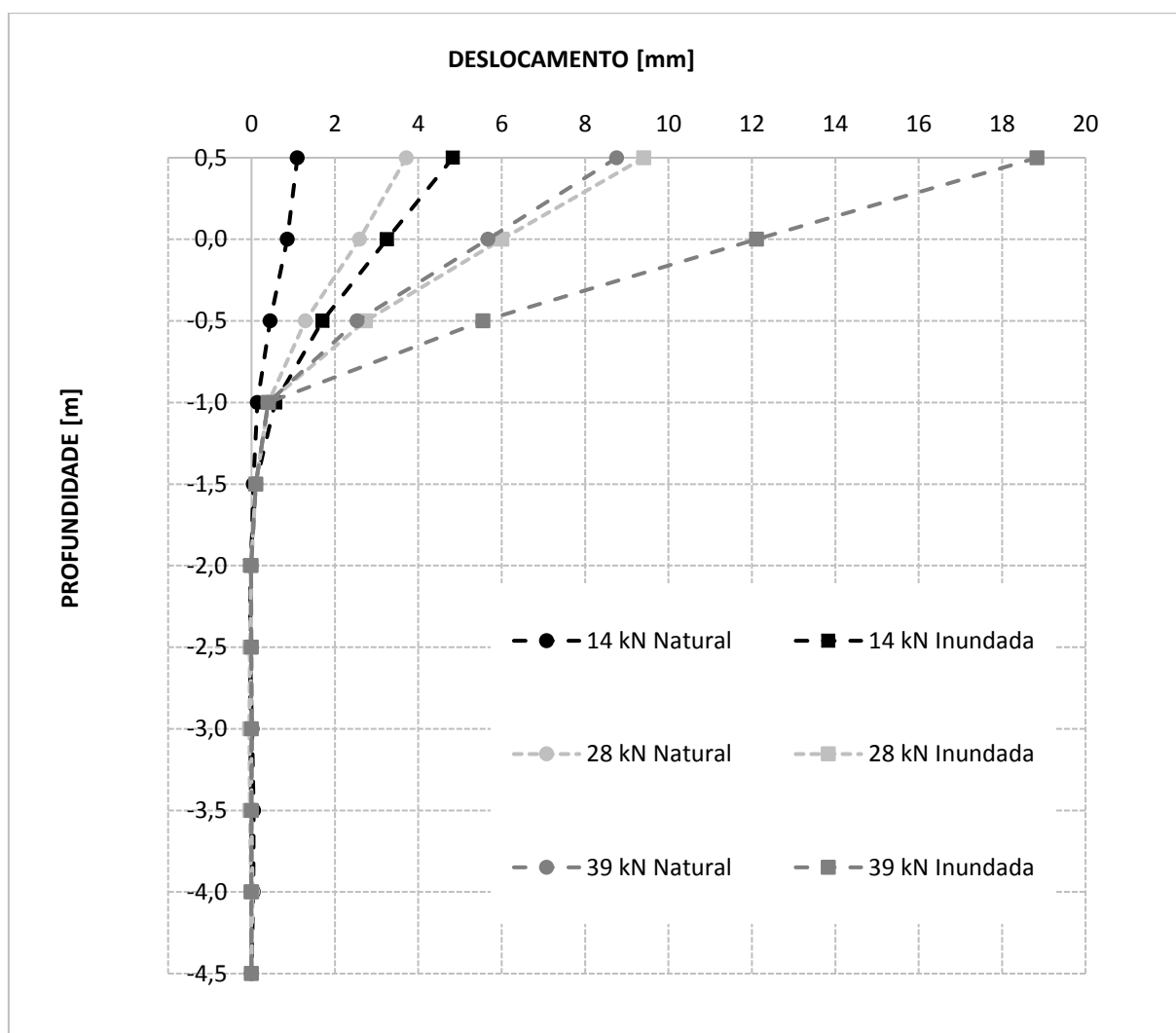


Figura 4.15– Deslocamentos horizontais em profundidade para cargas de 14, 28 e 39 kN nas duas condições do solo.

Na Tabela 4.5 é apresentada a variação dos deslocamentos em profundidade para cargas de 14 kN e 28 kN considerando as duas condições do solo (natural e inundada), assim como o acréscimo dos deslocamentos na condição inundada para cada profundidade e carga analisada.

Tabela 4.5- Deslocamentos em profundidade para cargas de 14 e 28 kN.

Profundidade (m)	Deslocamento em 14 kN (mm)			Deslocamento em 28 kN (mm)		
	PC natural	PC inundada	Acréscimo (%)	PC natural	PC inundada	Acréscimo (%)
0,5	1,1	4,8	339	3,7	9,4	154
0,0	0,9	3,3	278	2,6	6,0	132
-0,5	0,4	1,7	278	1,3	2,7	112
-1,0	0,1	0,6	307	0,4	0,4	0
-1,5	0,0	0,1	150	0,1	0,1	0
-2,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0
-2,5	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0
-3,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0
-3,5	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0
-4,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0
-4,5	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0

Nota-se que a inundação do solo gerou um acréscimo de deslocamentos marcante nos primeiros níveis de profundidade em relação aos deslocamentos obtidos com o solo na condição natural. Esse acréscimo foi de aproximadamente 300% quando se analisa a carga de 14 kN e mais de 100% para a carga de 28 kN. Em geral, o acréscimo é maior quando são analisados os primeiros estágios de carga e diminui nos estágios finais, porém sempre é maior do que 100%.

Observa-se que tanto na condição natural do solo como na condição inundada, os deslocamentos são significativos até a profundidade de 1,5 m, ou seja, aproximadamente 5 vezes o diâmetro da estaca. Este fato indica que a inundação do solo não provocou colapso e não alterou as propriedades do solo a partir desta profundidade.

4.2.2 Análise numérica

De cada modelo da análise numérica foi possível realizar análises em diferentes níveis de profundidade que permitiram obter um perfil de deslocamentos horizontais para cada condição estudada (natural e inundada). É apresentado na Figura 4.16 os deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica com o solo na condição natural para cinco estágios de carga e na Figura 4.17 os deslocamentos em profundidade obtidos com o solo na condição inundada.

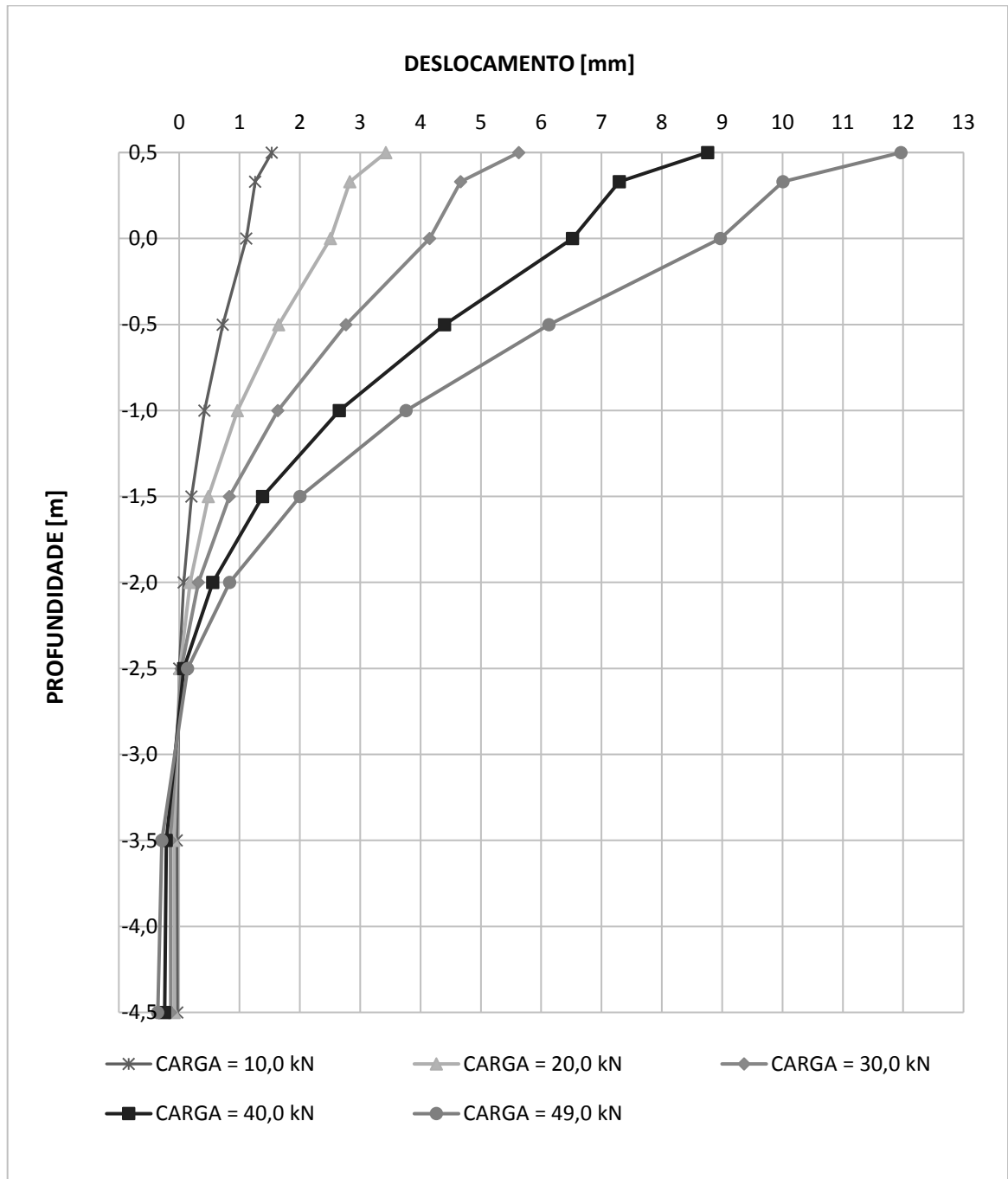


Figura 4.16– Deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica com o solo na condição natural.

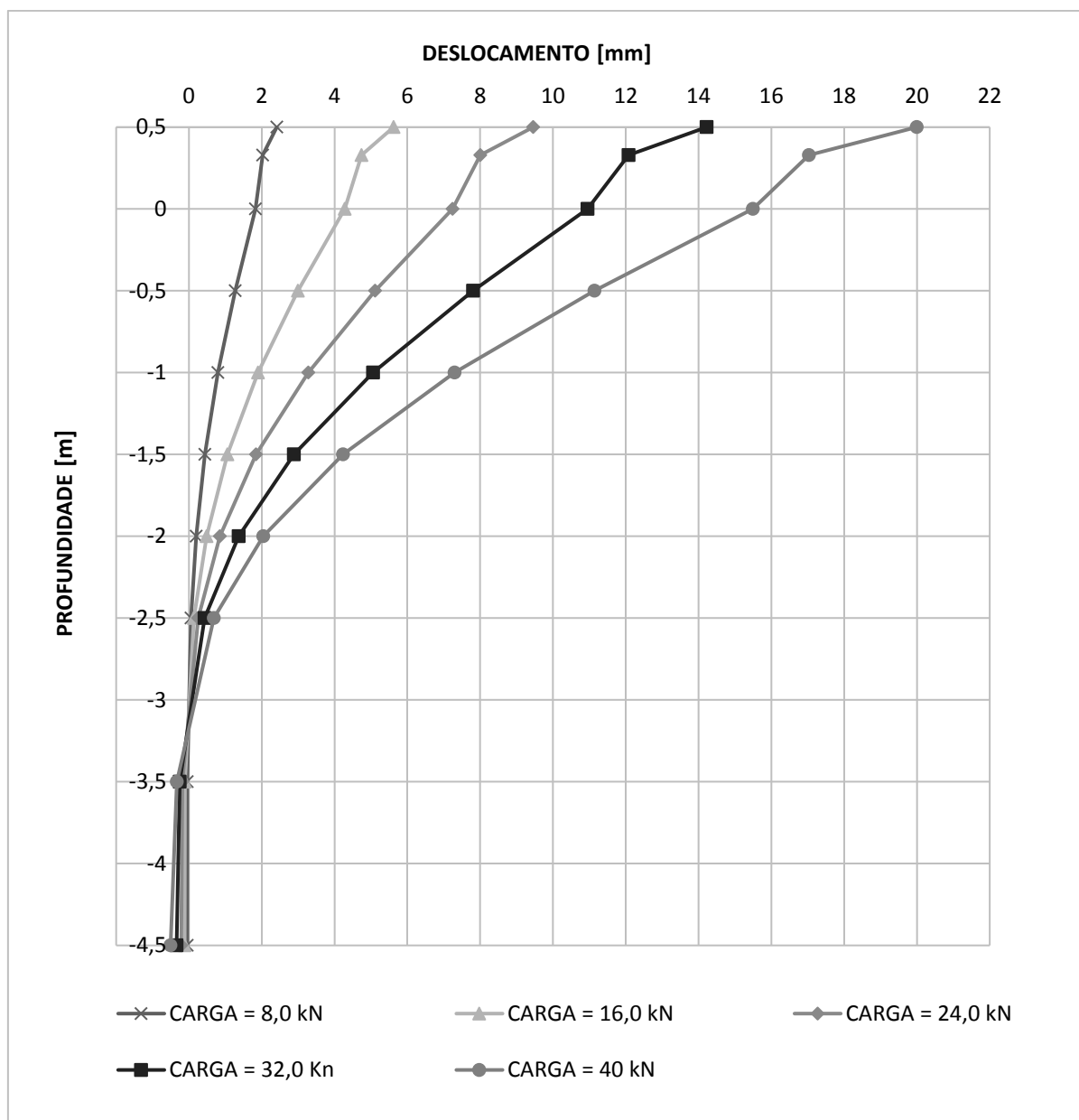


Figura 4.17– Deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica com o solo na condição inundada.

Os gráficos da Figuras 4.16 e 4.17 mostram comportamento similar aos obtidos experimentalmente, nos quais é possível evidenciar deslocamentos maiores no topo da estaca que diminuem gradualmente em profundidade. Para analisar com mais detalhe a influência da inundação nos deslocamentos horizontais em profundidade, são apresentados na Figura 4.18 os deslocamentos em profundidade atingidos para cargas de 10 kN, 25 kN e 39 kN, nos dois modelos numéricos analisados.

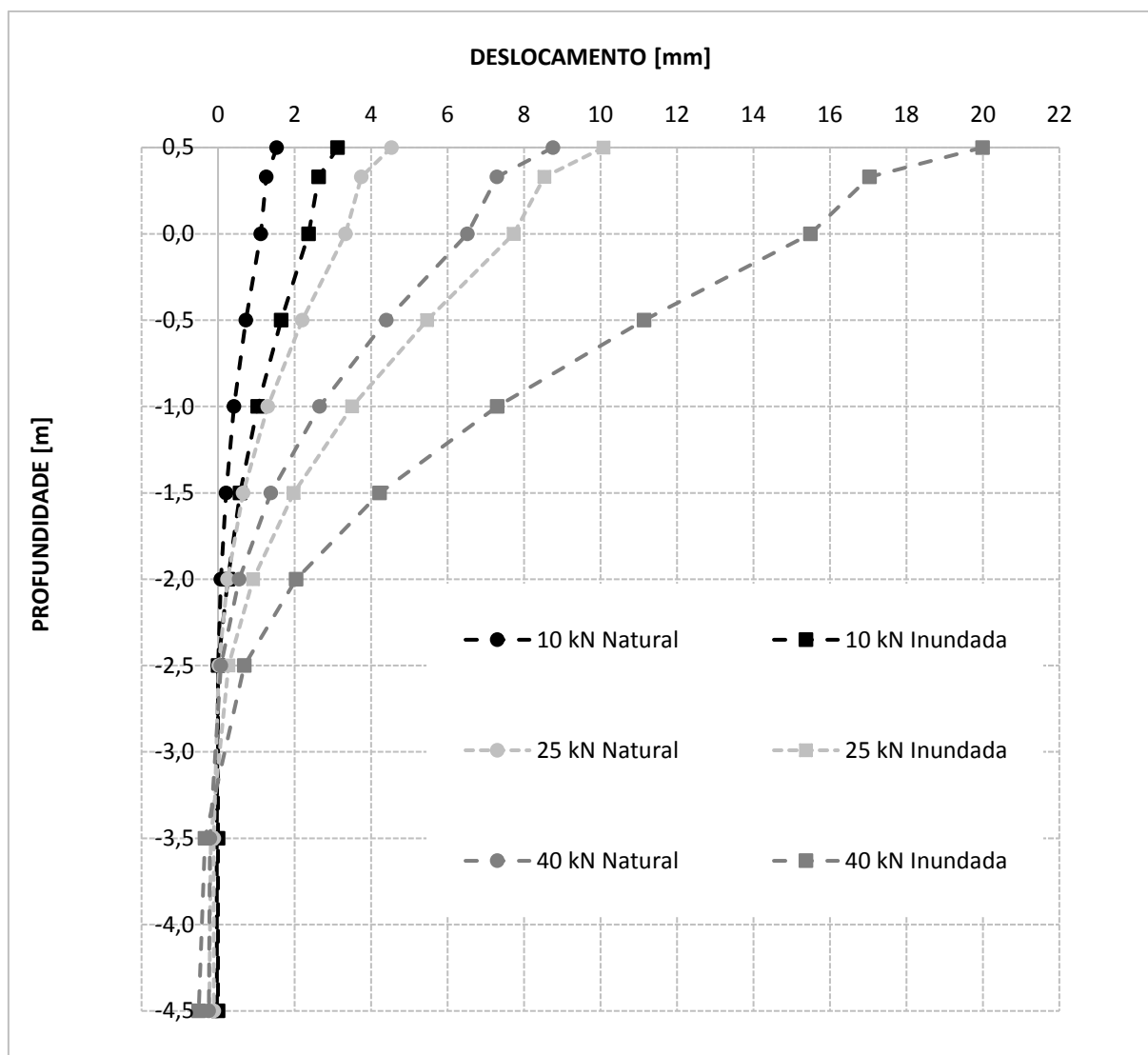


Figura 4.18– Deslocamentos horizontais em profundidade obtidos da análise numérica para cargas de 10, 25 e 39 kN nas duas condições do solo.

Na Tabela 4.6 é apresentada a variação dos deslocamentos em profundidade para cargas de 10 e 25 kN considerando as duas condições do solo modeladas (natural e inundada), assim como o acréscimo dos deslocamentos na condição inundada para cada profundidade e carga analisada. Nota-se que a inundação do solo provocou acréscimos de deslocamentos que aumentam à medida que aumenta a profundidade e que variam de 100% até 240%, para uma carga de 10 kN, e de 120% até 270% para uma carga de 25 kN. Em geral a variação do acréscimo de deslocamentos apresentado para uma carga de 25 kN é comum e representativo para as cargas dos estágios finais

Tabela 4.6- Deslocamentos em profundidade para cargas de 10 e 25 kN.

Profundidade (m)	Deslocamento em 10 kN (mm)			Deslocamento em 25 kN (mm)		
	Natural	Inundada	Acréscimo (%)	Natural	Inundada	Acréscimo (%)
0,5	1,5	3,1	104	4,5	10,1	122
0,33	1,3	2,6	109	3,8	8,5	128
0	1,1	2,4	113	3,3	7,7	132
-0,5	0,7	1,7	128	2,2	5,5	148
-1	0,4	1,0	148	1,3	3,5	170
-1,5	0,2	0,6	178	0,7	2,0	202
-2	0,1	0,3	243	0,2	0,9	270
-2,5	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0
-3,5	0,0	0,0	0	-0,1	-0,2	69
-4,5	0,0	0,0	0	-0,1	-0,2	113

Nos perfis de deslocamentos horizontais apresentados anteriormente nota-se que na modelagem com o solo na condição natural, os deslocamentos tornam-se inexistentes a partir da profundidade de 2,8 m, o que equivale a aproximadamente 9 vezes o diâmetro da estaca. Na modelagem com o solo inundado, os deslocamentos obtidos tornaram-se inexistentes a partir de aproximadamente 3,3 m de profundidade, o que equivale a aproximadamente 11 vezes o diâmetro da estaca. Este fato indica que a inundação do solo provocou um aumento na profundidade atingida pelos deslocamentos de aproximadamente 18% em relação à condição natural.

4.2.3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Quando são comparados os deslocamentos em profundidade obtidos com o solo na condição inundada em relação aos resultados na condição natural, nota-se que nas fases iniciais de carga do ensaio, os acréscimos de deslocamentos são superiores àqueles obtidos na análise numérica, com valores da ordem de 300% na prova de carga e de 100% na análise numérica. Este comportamento pode ser explicado levando em consideração o fato de que na prova de carga inundada a estaca já tinha sido ensaiada, o que pode ter gerado um vazio entre a estaca e o solo que permitiu um avanço mais rápido do deslocamento nos primeiros estágios de carga, este fato não foi levado em consideração na hora de realizar a modelagem numérica.

As duas provas de carga tiveram deslocamentos horizontais até uma profundidade de aproximadamente 1,5 m. Na análise numérica com o solo na condição natural, os deslocamentos

tornaram-se inexistentes na profundidade de 2,8 m e na modelagem com o solo inundado, os deslocamentos tornaram-se inexistentes numa profundidade de 3,3 m. Então, comparando-se os resultados obtidos nas duas análises (numérica e experimental), verifica-se que os deslocamentos da análise numérica atingiram uma profundidade 87% maior no modelo com o solo natural e 120% maior no modelo com o solo inundado.

4.3 Curvas de coeficiente de reação horizontal vs deslocamento horizontal na superfície (n_h vs y_0)

Inicialmente é importante ressaltar que o solo do local, embora sua granulometria indica que é um solo fino, tem um comportamento mecânico característico dos solos arenosos. Assim, todos os cálculos foram realizados considerando o solo como arenoso. Sendo assim, obteve-se o coeficiente de reação horizontal característico das areias (n_h), sendo considerada a variação do módulo de reação horizontal com a profundidade como sendo crescente linearmente com a profundidade.

Os coeficientes de reação horizontal do solo (n_h) foram calculados a partir do método de Matlock e Reese (1961) e utilizando como base as expressões 2.55, 2.58 e 2.54. Ou seja, para cada ensaio executado e análise numérica realizada, foram calculados três valores de n_h para cada estágio de carga. A seguir são apresentadas as considerações para o cálculo de n_h com cada equação em particular:

- A expressão 2.55 completa é utilizada quando a carga é aplicada acima da superfície do terreno e os deslocamentos são obtidos nesse mesmo ponto. Através desta equação é considerada a ação do momento e da rotação do topo da estaca como efeitos do ponto da aplicação da carga, condição real nas provas de carga em questão. Os deslocamentos obtidos nas provas de carga e análises numéricas são os deslocamentos totais (y_t) e a partir de um processo iterativo é calculado o valor da rigidez relativa estaca-solo (T) (Equação 2.16), a partir do qual é obtido o valor de n_h .

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2$$

- A expressão 2.58 é utilizada quando a carga é aplicada acima do nível do terreno, mas os deslocamentos são obtidos ao nível do terreno. Os deslocamentos obtidos nas provas de carga e análises numéricas são considerados os deslocamentos ao nível do terreno (y_0) e a partir de um processo iterativo é calculado o valor da rigidez relativa estaca-solo (T) (Equação 2.16), a partir do qual é obtido o valor de n_h .

$$y_0 = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{E \cdot I} + 1,623 \cdot (H \cdot e) \cdot \frac{T^2}{E \cdot I}$$

- A expressão 2.54 é utilizada quando o deslocamento é obtido junto à superfície do terreno e a carga horizontal é aplicada nesse mesmo ponto. Os deslocamentos obtidos nas provas de carga e análises numéricas são considerados os deslocamentos ao nível do terreno (y_0).

$$n_h = 2,435 \cdot H \cdot \frac{4,42 \cdot (H)^{\frac{5}{3}}}{(y_0)^{\frac{5}{3}} \cdot (E \cdot I)^{\frac{2}{3}}}$$

Nos cálculos do n_h foi utilizado como módulo de deformabilidade da estaca o valor do módulo composto calculado no capítulo 3.4, página 143 ($E_p = 27,9$ GPa). O valor da inércia da seção foi calculado subtraindo a inércia correspondente ao diâmetro do tubo de inclinômetro e, embora o diâmetro nominal da estaca fosse de 30 cm, foi utilizado para os cálculos, o diâmetro real medido em campo que foi de 33 cm.

4.3.1 Provas de carga

A partir das expressões descritas no capítulo 4.3 página 169, foram calculados três valores de n_h para cada estágio de carga. Assim, foram obtidas três curvas de n_h vs y_0 para cada condição do subsolo (natural e inundada):

- Uma curva usando a expressão 2.55 completa (Figuras 4.19 e 4.20).
- Uma curva usando a expressão 2.58, (Figuras 4.21 e 4.22).
- Uma curva usando a expressão 2.54 (Figuras 4.23 e 4.24).

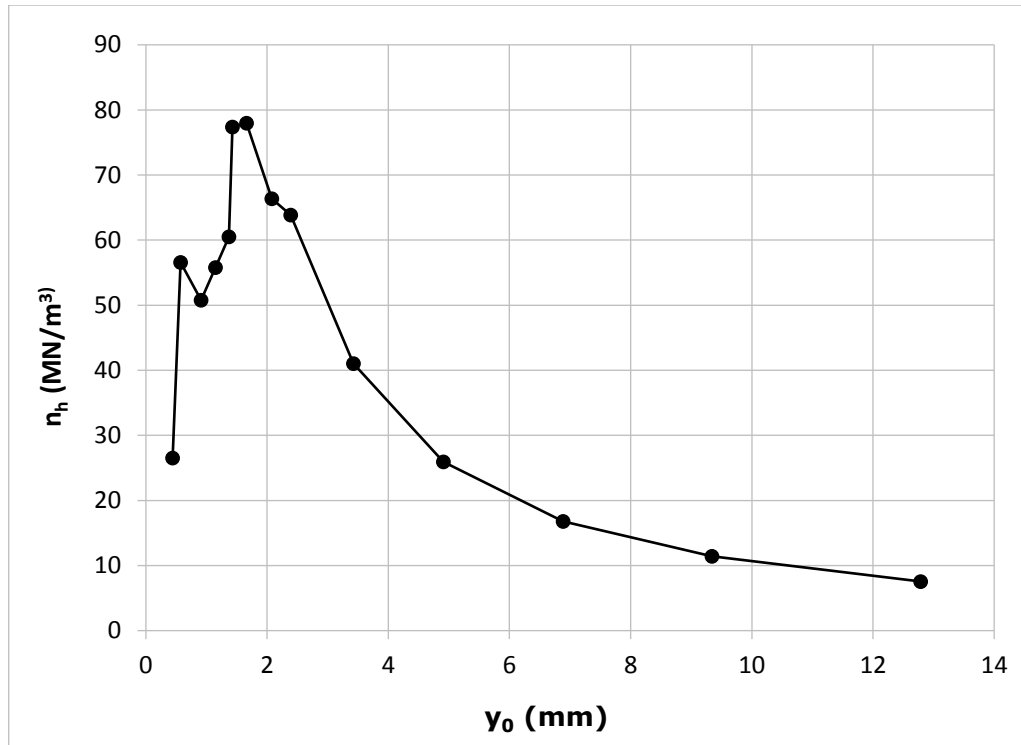


Figura 4.19– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.55 completa.

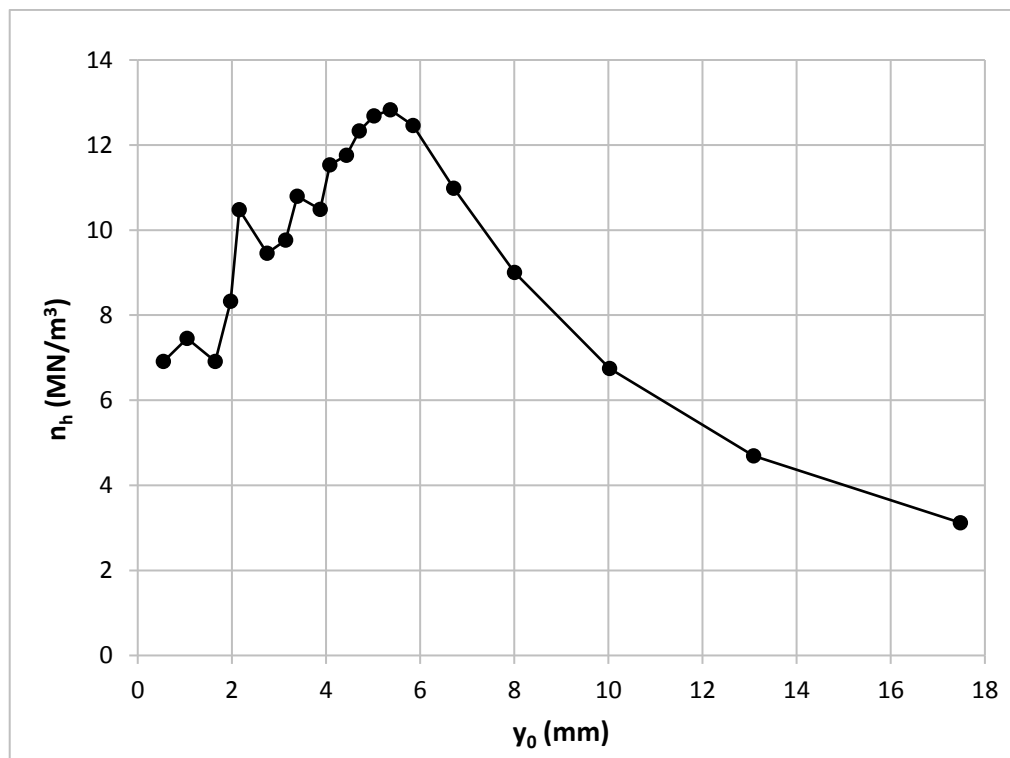


Figura 4.20– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.55 completa.

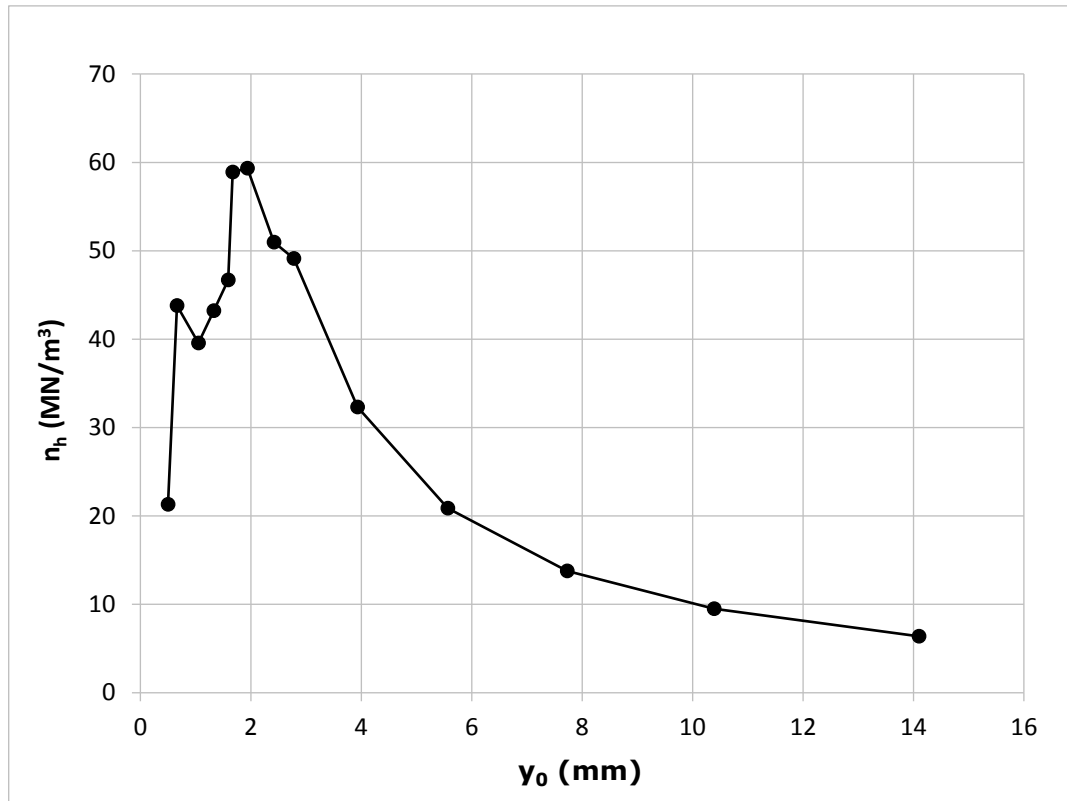


Figura 4.21– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.58.

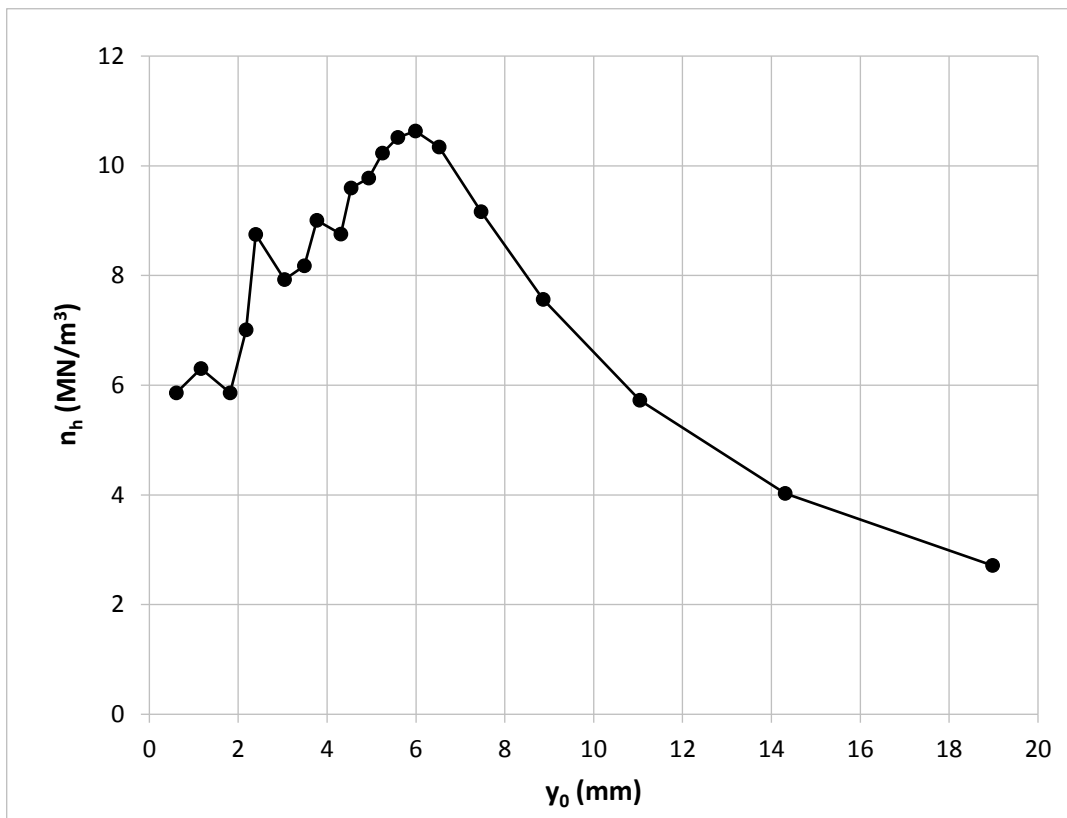


Figura 4.22– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.58.

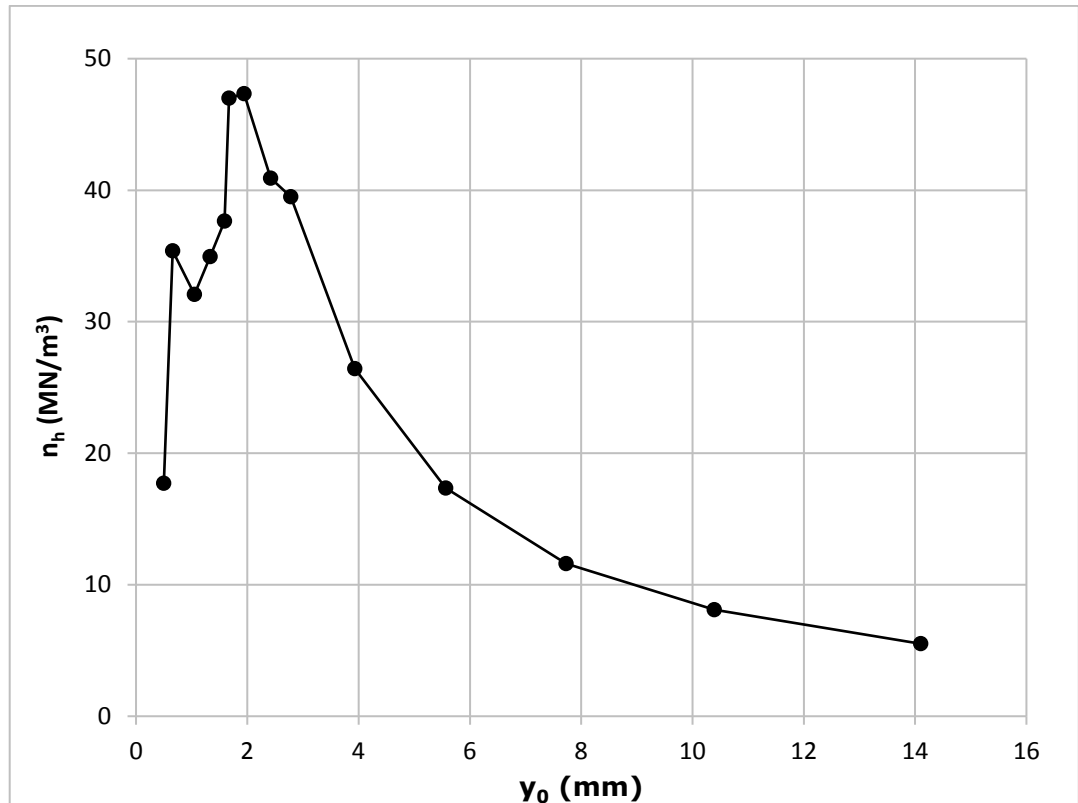


Figura 4.23– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.54.

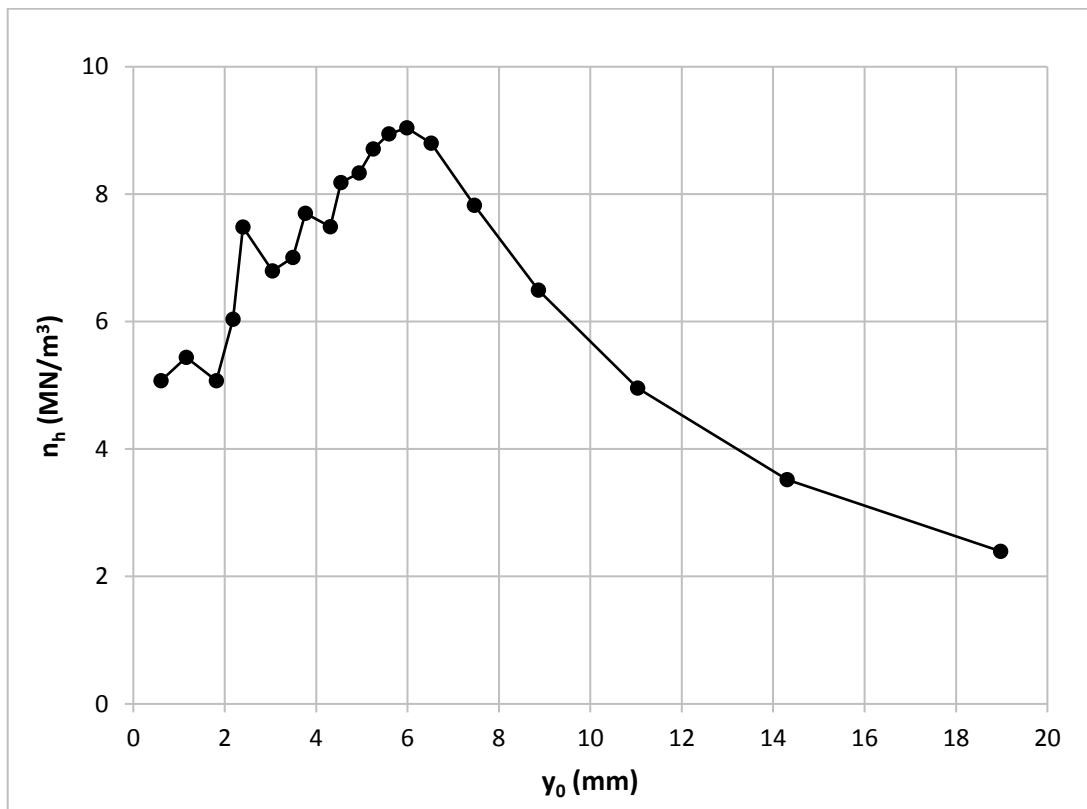


Figura 4.24– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.54.

Nas figuras 4.25 e 4.26 são mostradas as curvas conjuntas para cada condição do solo, e nas tabelas 4.7 e 4.8 são apresentados os valores máximos e mínimos de n_h calculados com cada expressão para cada condição do solo.

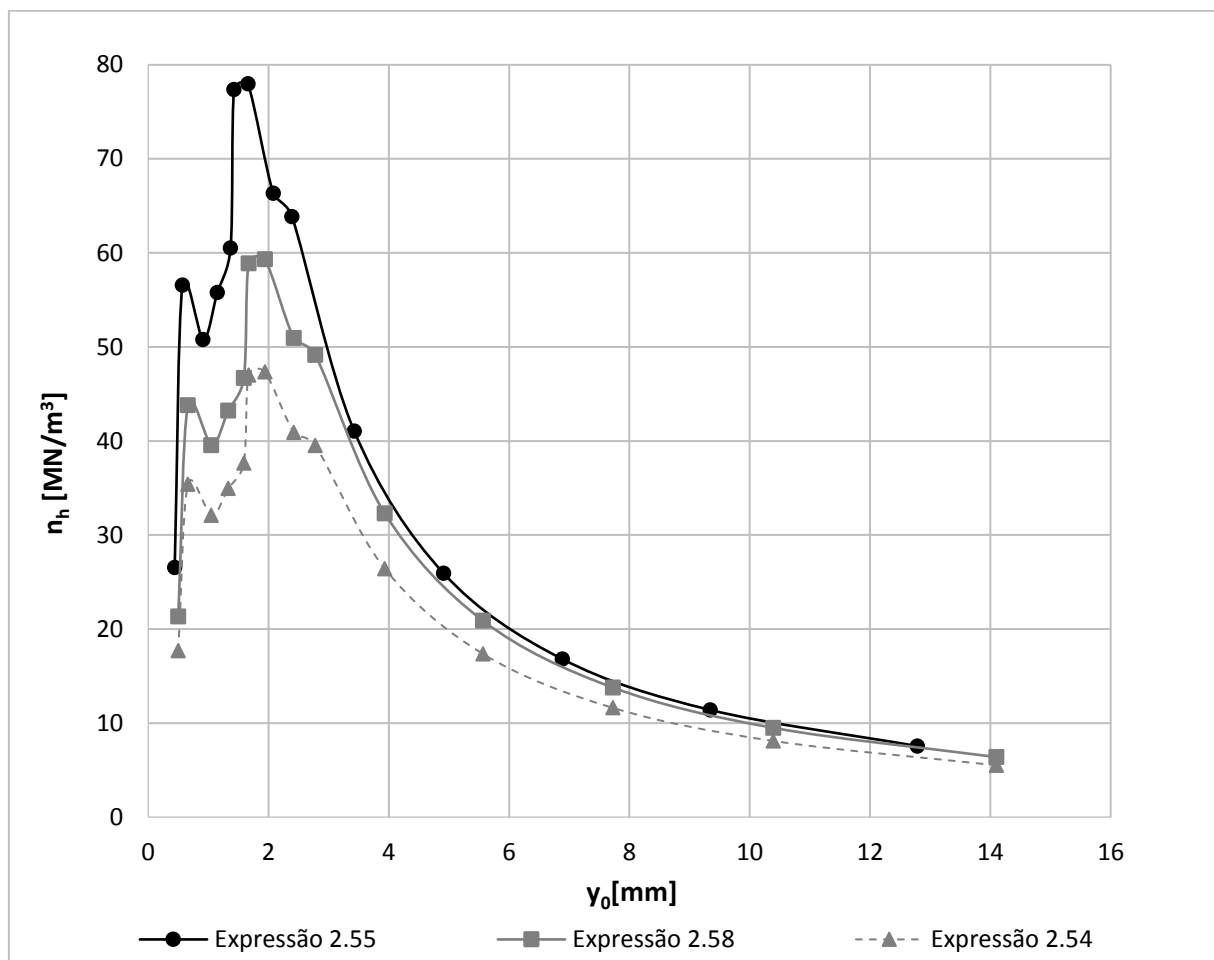


Figura 4.25– Curvas de n_h vs y_0 obtidas da prova de carga com o solo na condição natural.

Tabela 4.7- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva para o solo na condição natural.

PROVA DE CARGA COM SOLO NATURAL		
n_h máximo (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Expressão 2.54
78,0	59,3	47,3
n_h mínimo (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Expressão 2.54
7,6	6,4	5,5

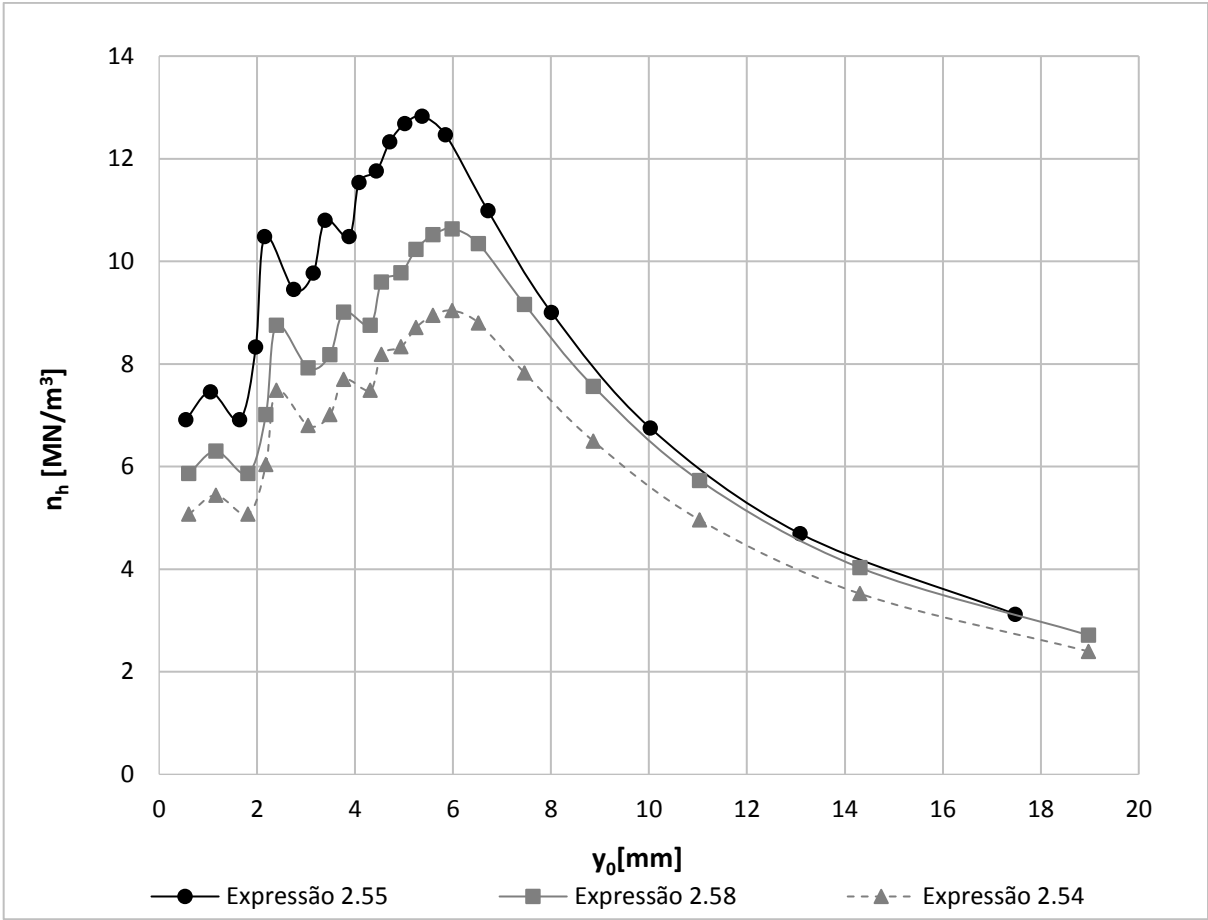


Figura 4.26– Curvas de n_h vs y_0 obtidas da prova de carga com o solo na condição inundada.

Tabela 4.8- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva para o solo na condição inundada.

PROVA DE CARGA COM SOLO INUNDADO		
n_h máximo (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.56	Expressão 2.57
12,8	10,6	9,0
n_h mínimo (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.56	Expressão 2.57
3,1	2,7	2,4

Na Figura 4.27 são mostradas as curvas conjuntas das duas condições do solo em mesmo gráfico.

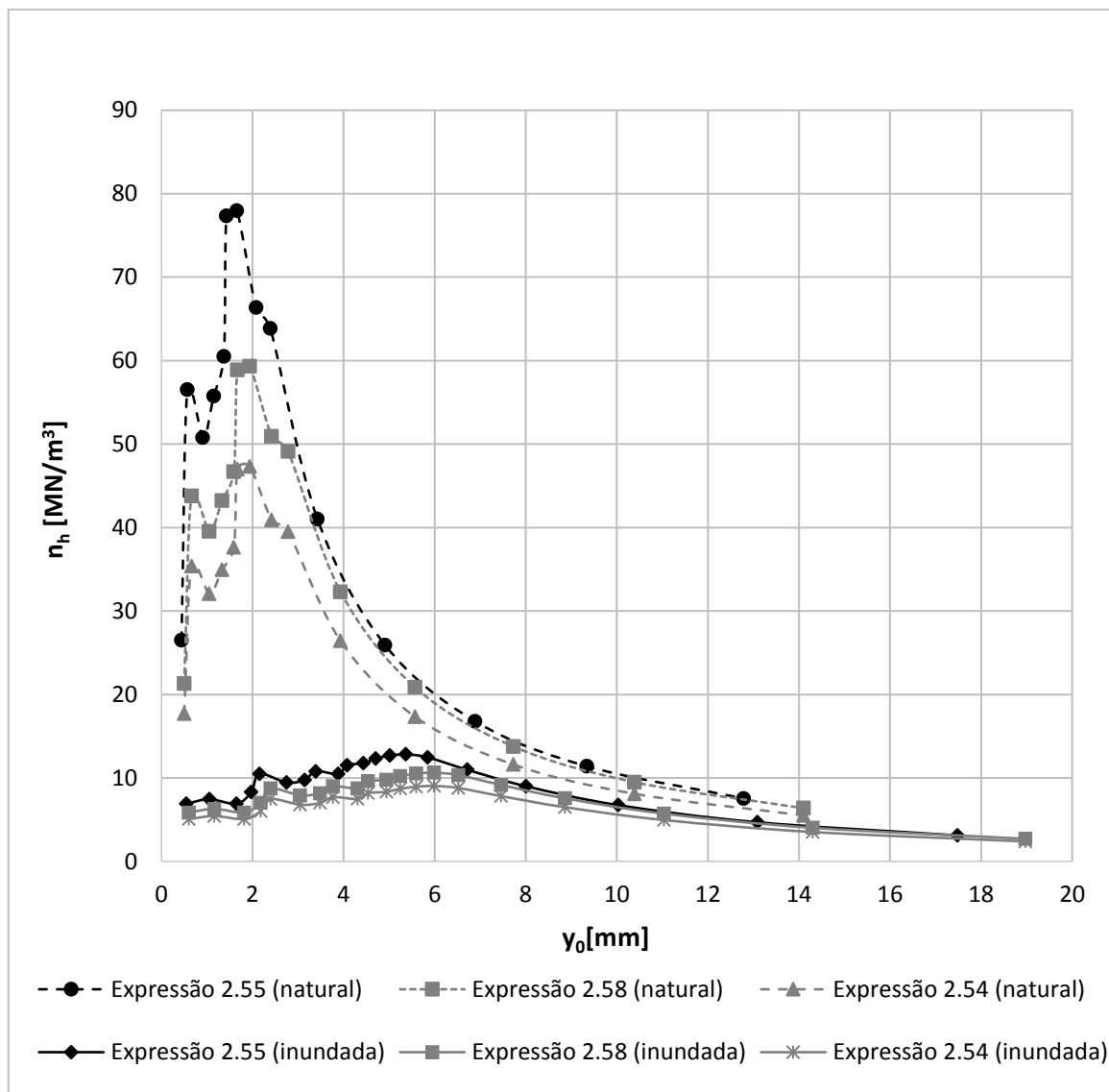


Figura 4.27– Curvas de n_h vs y_0 das duas condições analisadas.

As curvas obtidas de n_h vs y_0 apresentam comportamento esperado e seguem o formato padrão destes gráficos. Inicialmente os valores de n_h tendem a ser crescentes como resposta à pouca variação dos deslocamentos ante os incrementos de carga. Quando o n_h atinge o seu valor máximo, este começa a diminuir de forma acentuada à medida que os deslocamentos horizontais na superfície (y_0) aumentam, até que finalmente, quando são atingidos maiores deslocamentos, a curva tende a um valor assintótico.

Nas expressões 2.55 e 2.58 são consideradas ações do momento gerado pelo ponto de aplicação da carga (condições que majoram as cargas aplicadas na estaca) mantendo sempre os mesmos deslocamentos. Este fato gera um aumento na resistência teórica do solo que levou a que os

valores de n_h obtidos a partir da expressão 2.55 fossem superiores aos calculados a partir das outras expressões. E que os valores obtidos através da expressão 2.58 foram maiores do que os calculados a partir da expressão 2.54. Essa diferença entre os valores de n_h calculados a partir das diferentes expressões pode ser evidenciada na Tabela 4.9.

Tabela 4.9- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h calculados a partir das diferentes expressões.

n_h máximo natural (MN/m³)			n_h máximo inundado (MN/m³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
78,0	59,3	24,0	12,8	10,6	17,2
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
78,0	47,3	39,4	12,8	9,0	29,7
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
59,3	47,3	20,2	10,6	9,0	15,1
n_h mínimo natural (MN/m³)			n_h mínimo inundado (MN/m³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
7,6	6,4	15,8	3,1	2,7	12,9
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
7,6	5,5	27,6	3,1	2,4	22,6
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
6,4	5,5	14,1	2,7	2,4	11,1

Em termos de valores máximos e mínimos de n_h , nota-se que, tanto na condição natural como na inundada, os valores calculados a partir da expressão 2.55 foram sempre superiores. Os valores de n_h calculados a partir da expressão 2.58, quando comparados com os obtidos pela expressão 2.55, são 12,9% a 24,0% inferiores, porém, quando comparados com os calculados pela expressão 2.54, são 14,1% a 20,2% superiores.

Na Tabela 4.10 são apresentadas as variações dos valores máximos e mínimos de n_h após a inundação do solo para cada expressão utilizada.

Tabela 4.10- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h após a inundação do solo.

Expressão 2.55	n_h máximo natural (MN/m ³)	n_h máximo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	78,0	12,8	83,6
	n_h mínimo natural (MN/m ³)	n_h mínimo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	7,6	3,1	59,2
Expressão 2.58	n_h máximo natural (MN/m ³)	n_h máximo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	59,3	10,6	82,1
	n_h mínimo natural (MN/m ³)	n_h mínimo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	6,4	2,7	57,8
Expressão 2.54	n_h máximo natural (MN/m ³)	n_h máximo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	47,3	9,0	81
	n_h mínimo natural (MN/m ³)	n_h mínimo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	5,5	2,4	56,4

Nota-se que, após a inundação, os valores fornecidos pelas três equações mostraram uma redução do n_h máximo da ordem de 80% e uma redução do n_h mínimo de aproximadamente 60%.

4.3.2 Análise numérica

Seguindo as mesmas considerações realizadas com os resultados das provas de carga foram calculados três valores de n_h para cada estágio de carga. Assim, foram obtidas três curvas de n_h vs y_0 para cada análise numérica realizada (natural e inundada):

- Uma curva usando a expressão 2.55 completa (Figuras 4.28 e 4.29).
- Uma curva usando a expressão 2.58, (Figuras 4.30 e 4.31).
- Uma curva usando a expressão 2.54 (Figuras 4.32 e 4.33).

É importante ressaltar que o modelo na condição natural com uma carga de 49 kN não atingiu o deslocamento necessário para o cálculo final do n_h do solo (12 mm), pelo qual, foi necessário utilizar uma carga de 60 kN para atingir o deslocamento desejado. Esta carga só foi usada para efeitos do cálculo do n_h .

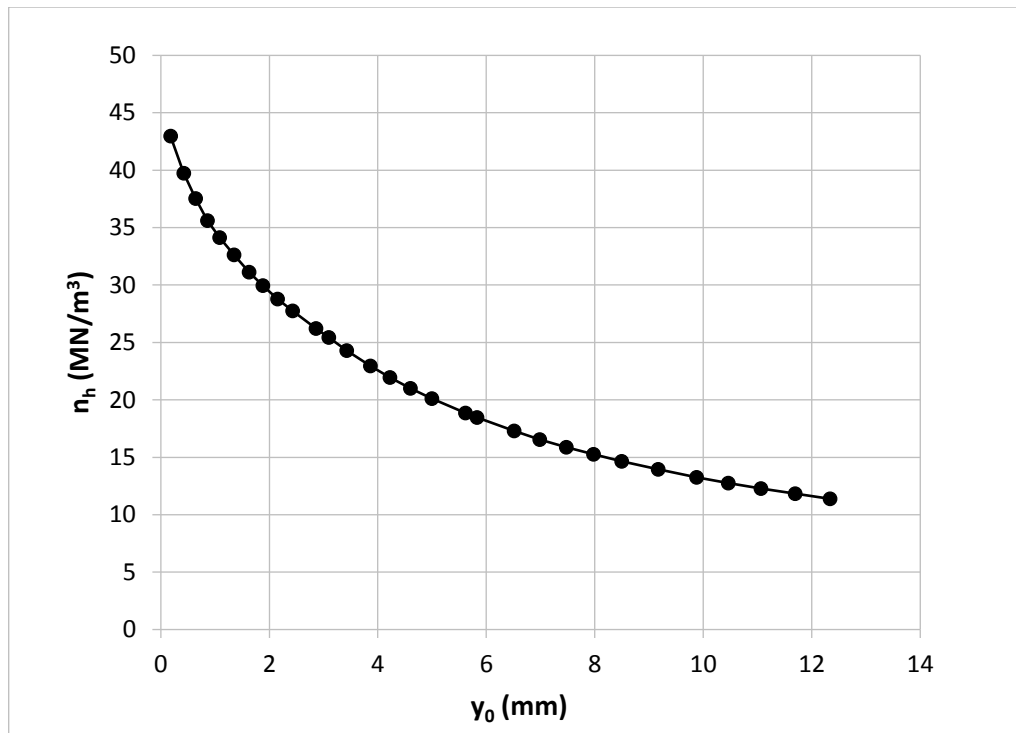


Figura 4.28– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.55 completa.

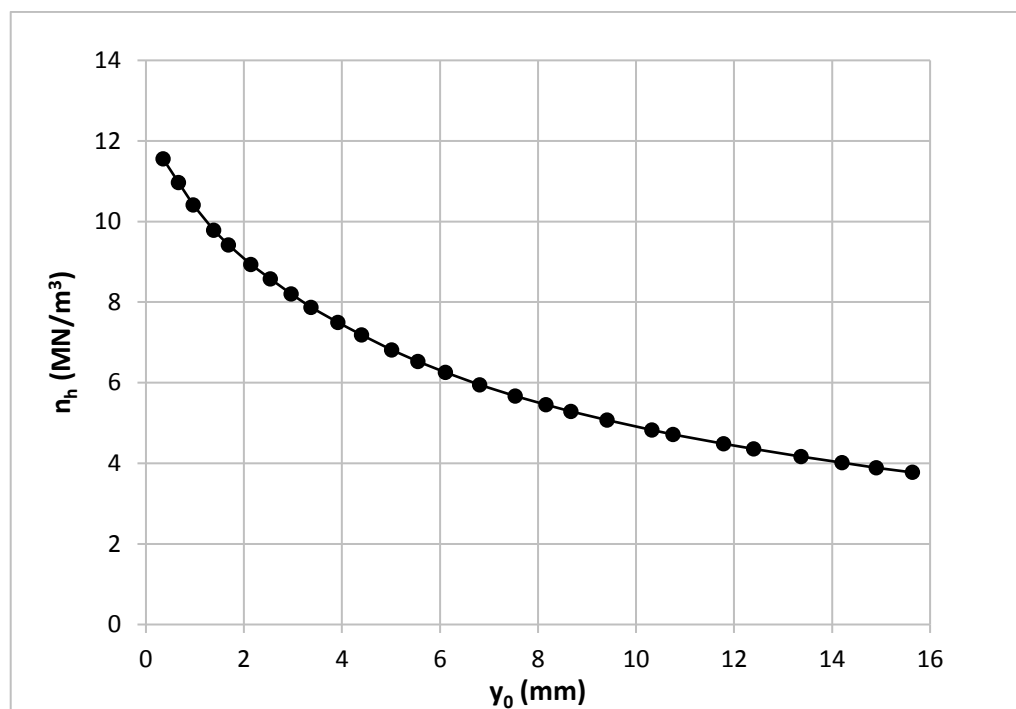


Figura 4.29– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.55 completa.

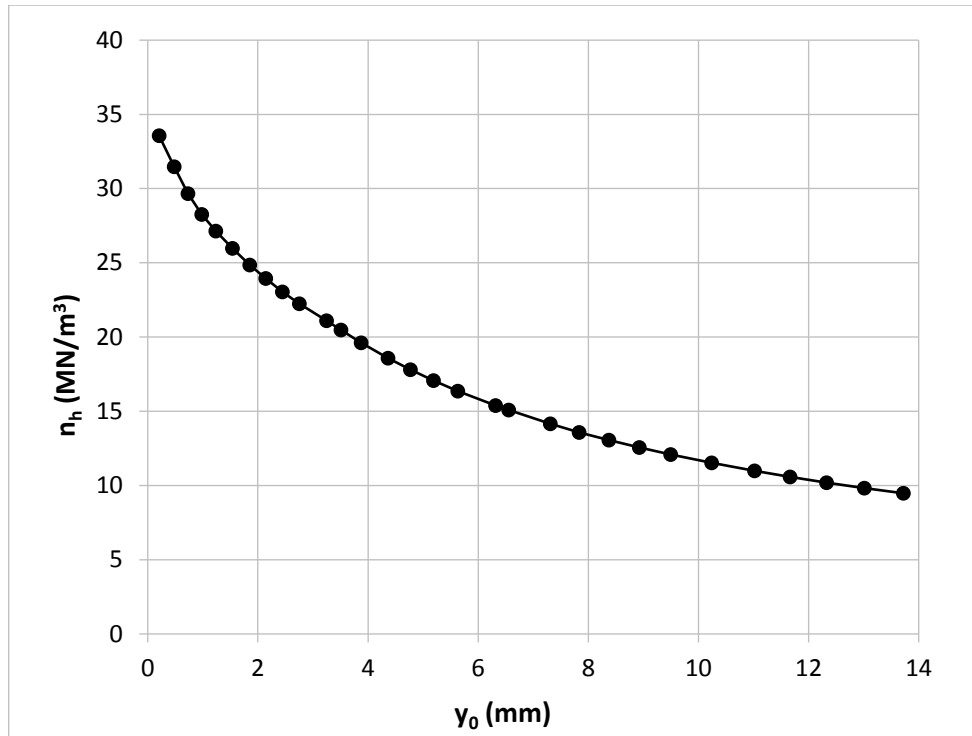


Figura 4.30– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.58.

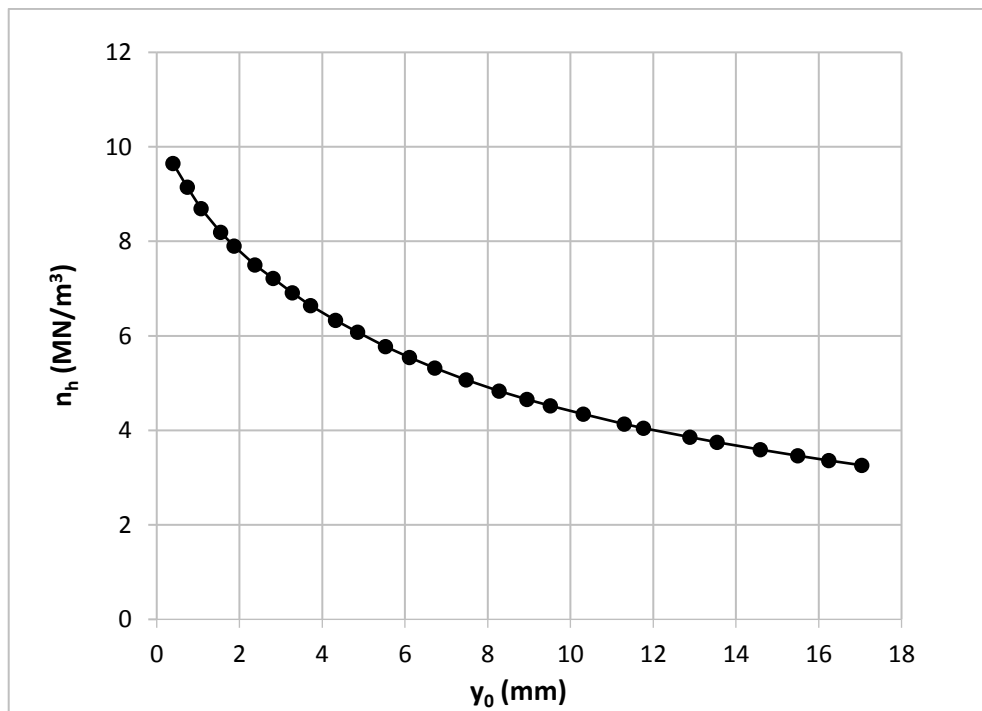


Figura 4.31– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.58.

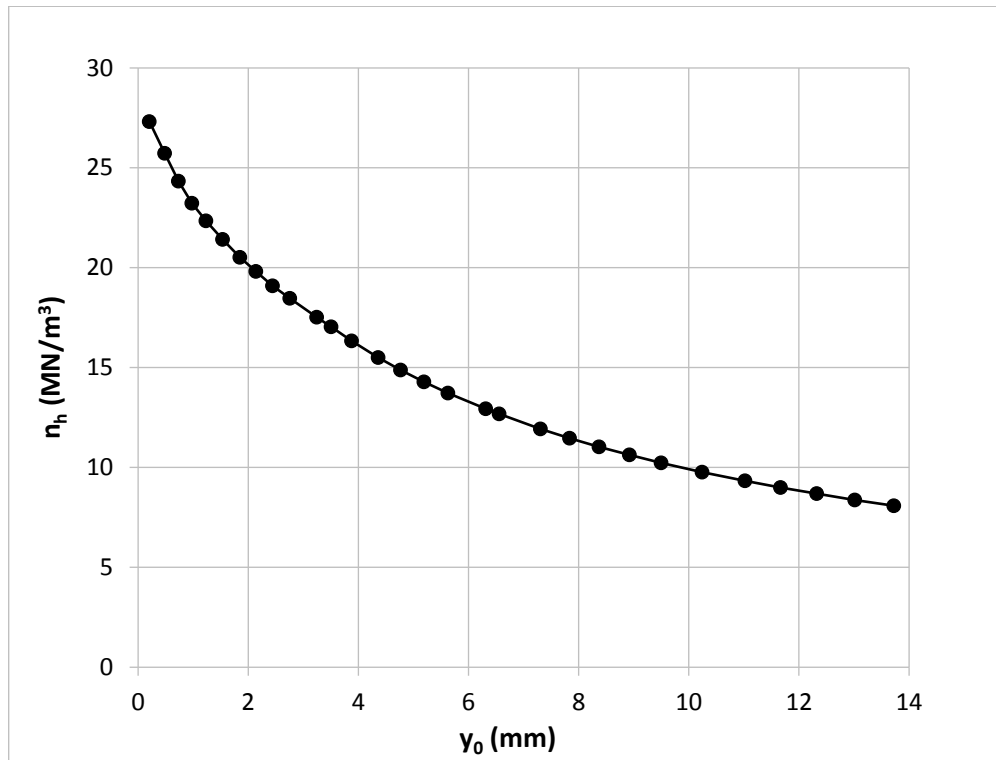


Figura 4.32– Curva de n_h vs y_0 da condição natural utilizando a expressão 2.54.

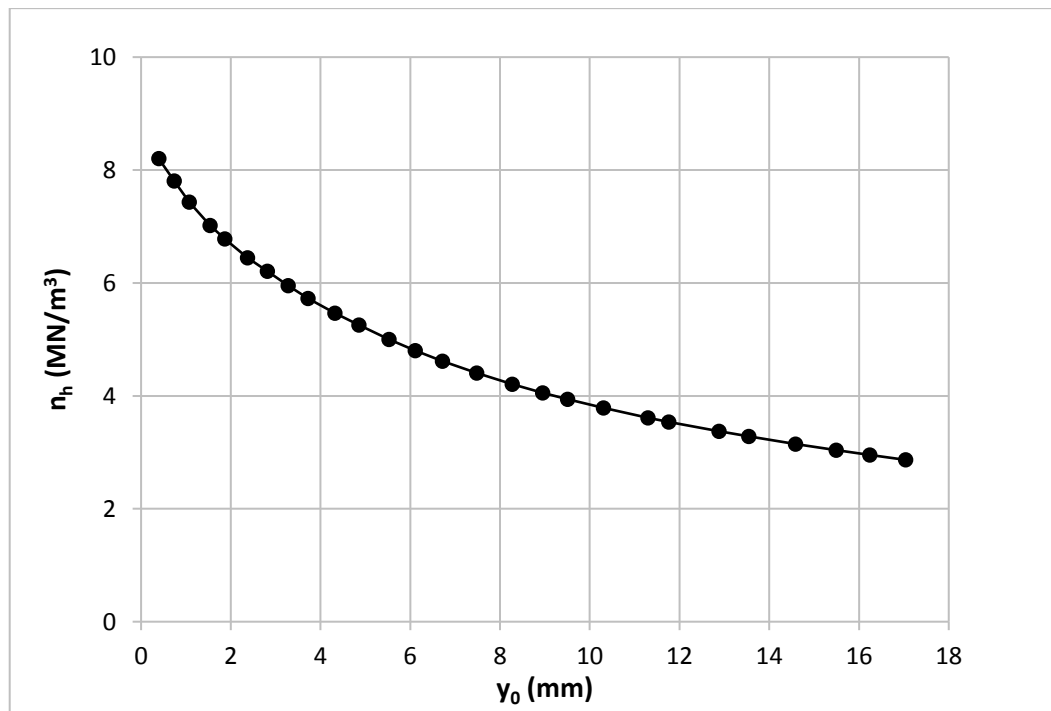


Figura 4.33– Curva de n_h vs y_0 da condição inundada utilizando a expressão 2.54.

Nas figuras 4.34 e 4.35 são mostradas as curvas conjuntas para cada condição do solo, e nas tabelas 4.11 e 4.12 são apresentados os valores máximos e mínimos de n_h calculados com cada expressão para cada condição do solo.

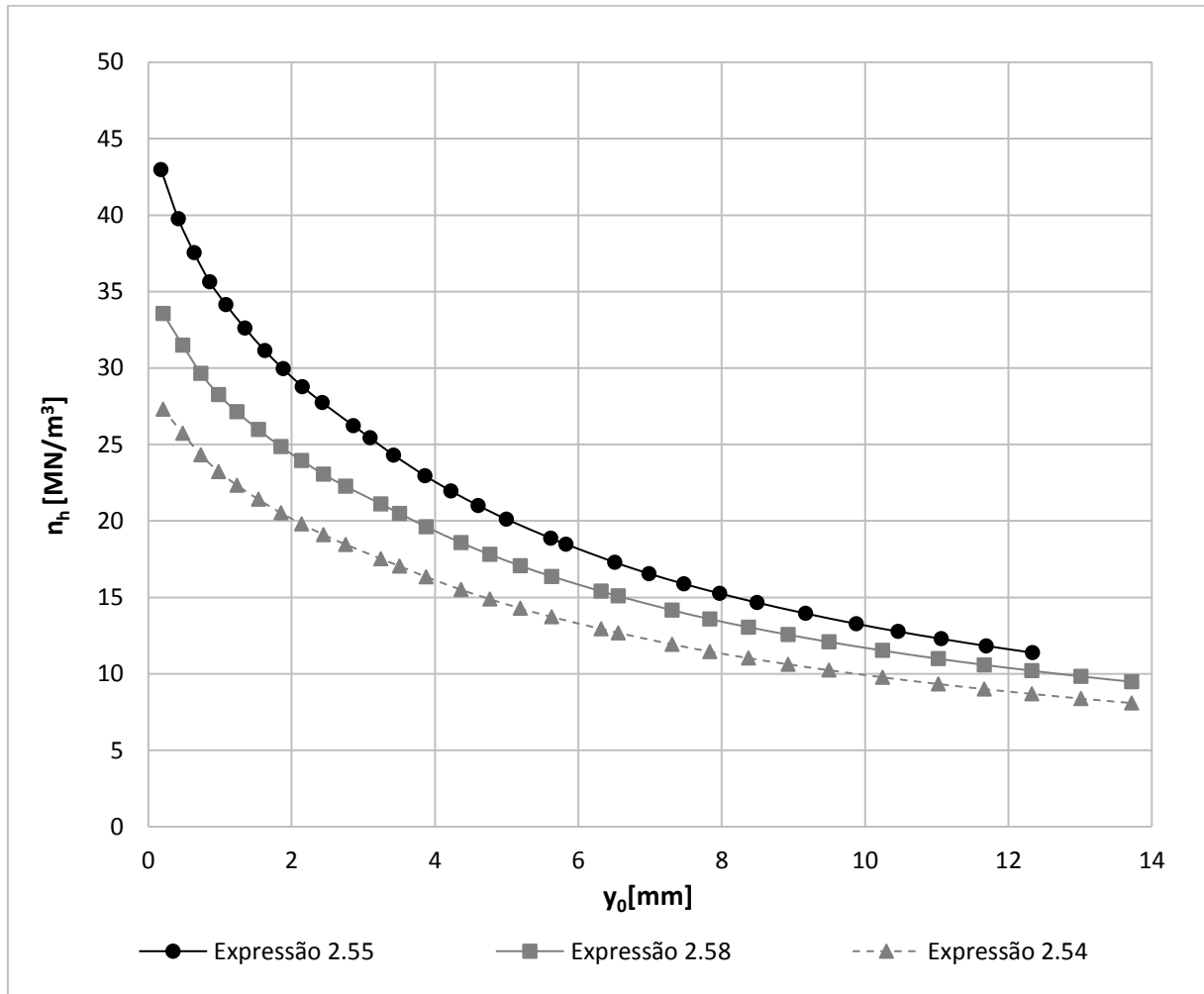


Figura 4.34– Valores de n_h máximos e mínimos obtido em cada curva para o solo na condição natural.

Tabela 4.11- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva de n_h vs y_0 para o solo na condição natural.

ANÁLISE NUMÉRICA COM SOLO NATURAL		
n_h máximo (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Expressão 2.54
43,0	33,6	27,3
n_h mínimo (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Expressão 2.54
11,4	9,5	8,1

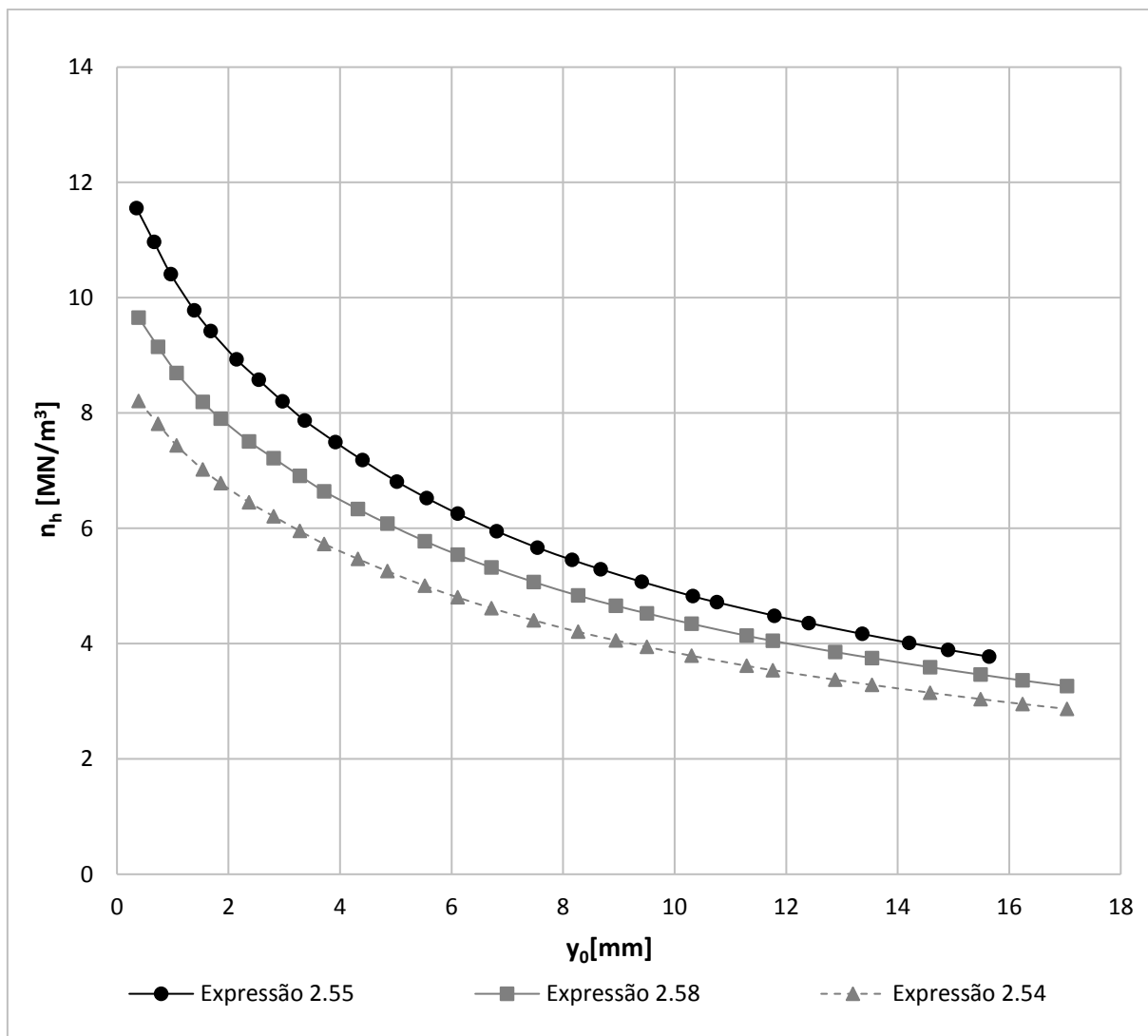


Figura 4.35– Curvas de n_h vs y_0 obtidas da análise numérica com o solo na condição inundada.

Tabela 4.12- Valores de n_h máximos e mínimos obtidos em cada curva para o solo na condição inundada.

ANÁLISE NUMÉRICA COM SOLO INUNDADO		
n_h máximo (MN/m^3)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Expressão 2.54
11,6	9,7	8,2
n_h mínimo (MN/m^3)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Expressão 2.54
3,8	3,3	2,9

Na Figura 4.36 são mostradas as curvas conjuntas das duas condições do solo em mesmo gráfico.

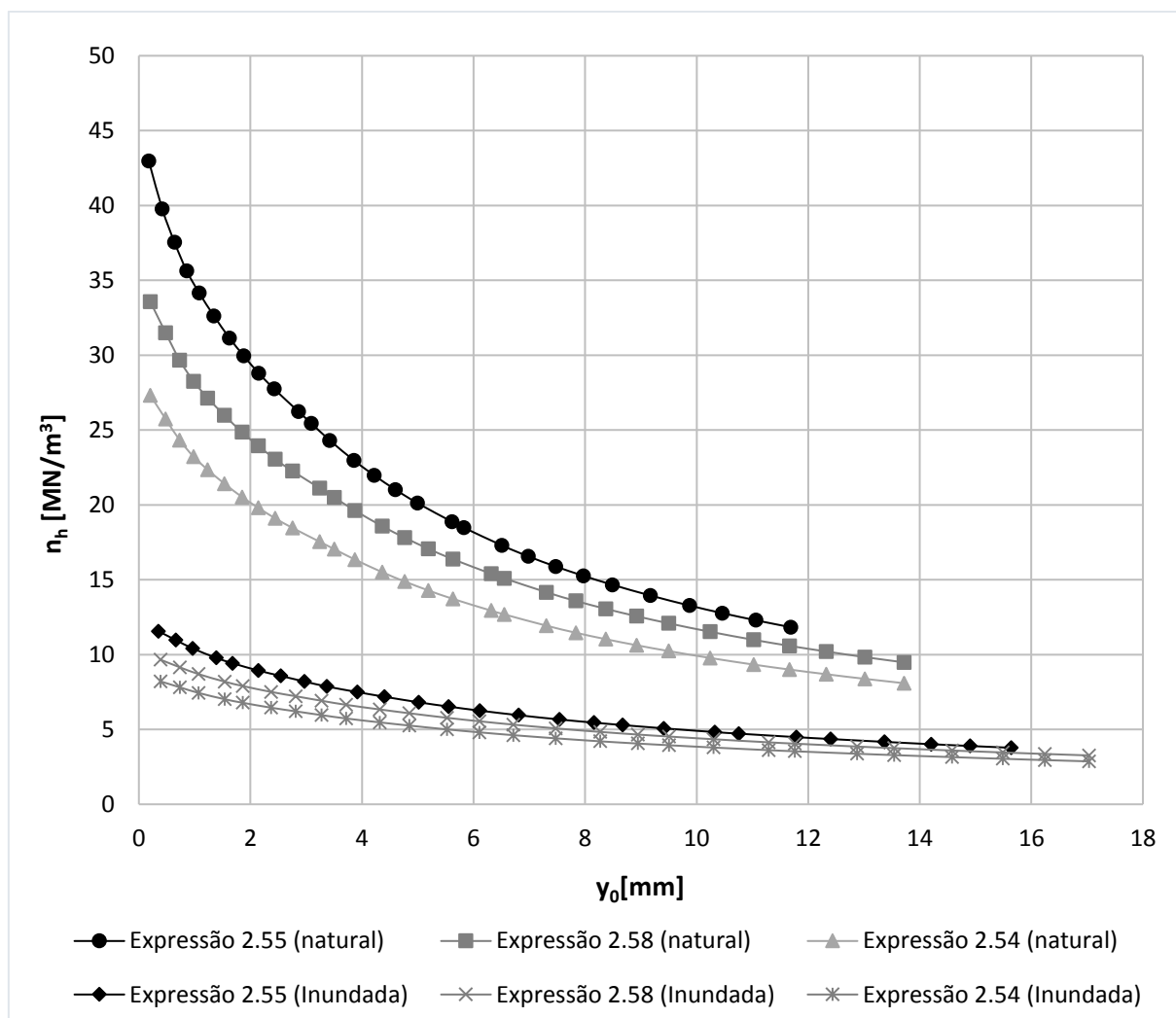


Figura 4.36– Curvas de n_h vs y_0 das duas condições analisadas na análise numérica.

As curvas obtidas de n_h vs y_0 apresentaram o comportamento esperado, apresentando valores elevados de n_h para baixos deslocamentos de y_0 , que decrescem de forma acentuada. Até que finalmente a curva tende a um comportamento assintótico para valores maiores de deslocamento.

Nas curvas obtidas, tanto na condição natural como na inundada, pôde-se identificar que os valores de n_h obtidos a partir da expressão 2.55 foram superiores aos calculados a partir das outras expressões e que os valores obtidos através da expressão 2.58 foram superiores aos calculados a partir da expressão 2.54. Ou seja, os valores fornecidos pela expressão 2.58 foram sempre intermediários. Essa diferença entre os valores de n_h calculados a partir das diferentes expressões pode ser evidenciada na Tabela 4.13.

Tabela 4.13- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h obtidos da análise numérica e calculados a partir das diferentes expressões.

n_h máximo natural (MN/m ³)			n_h máximo inundado (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
43,0	33,6	21,9	11,6	9,7	16,4
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
43,0	27,3	36,5	11,6	8,2	29,3
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
33,6	27,3	18,8	9,7	8,2	15,5
n_h mínimo natural (MN/m ³)			n_h mínimo inundado (MN/m ³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
11,4	9,5	16,7	3,8	3,3	13,2
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
11,4	8,1	28,9	3,8	2,9	23,7
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)	Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
9,5	8,1	14,7	3,3	2,9	12,1

Em termos de valores máximos e mínimos, os valores de n_h calculados a partir da expressão 2.58, quando comparados com os obtidos pela expressão 2.55, são de 13,2% a 21,9% inferiores, porém, quando comparados com os calculados pela expressão 2.54, são de 12,1% a 18,8% superiores. Na Tabela 4.14 são apresentadas as variações dos valores máximos e mínimos de n_h após a inundação do solo para cada expressão utilizada.

Tabela 4.14- Variação dos valores máximos e mínimos de n_h após considerar a inundação do solo na análise numérica.

Expressão	n_h máximo natural (MN/m ³)	n_h máximo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	43,0	11,6	73,0
2.55	n_h mínimo natural (MN/m ³)	n_h mínimo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	11,4	3,8	66,7
Expressão 2.58	n_h máximo natural (MN/m ³)	n_h máximo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	33,6	9,7	71,1
	n_h mínimo natural (MN/m ³)	n_h mínimo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	9,5	3,3	65,3
Expressão 2.54	n_h máximo natural (MN/m ³)	n_h máximo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	27,3	8,2	70,0
	n_h mínimo natural (MN/m ³)	n_h mínimo inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	8,1	2,9	64,2

Nota-se que, após considerar a inundação do solo na análise numérica, os valores fornecidos pelas três equações mostraram uma redução do n_h máximo da ordem de 71% e uma redução do n_h mínimo de aproximadamente 65%.

4.3.3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Embora o comportamento das curvas de n_h vs y_0 obtidas das duas análises seja esperado, nota-se que nas curvas obtidas das provas de carga é evidenciada inicialmente uma tendência crescente dos valores de n_h que não apresentam as curvas obtidas da análise numérica, nas quais os valores de n_h sempre decrescem com o aumento de y_0 . Esta discrepância é evidenciada devido a que no modelo numérico o aumento dos deslocamentos sempre é contínuo em relação ao aumento das cargas aplicadas, comportamento que não é observado em alguns estágios iniciais das provas de carga, nos quais os deslocamentos permanecem quase constantes após o aumento da carga. Na Tabela 4.15 é realizada uma comparação dos valores máximos e mínimos de n_h obtidos da análise experimental e numérica, para cada expressão e condição do solo analisada.

Tabela 4.15- Comparação dos valores máximos e mínimos de n_h obtidos da análise experimental e numérica.

Condição natural do solo				Condição inundada do solo		
Expressão 2.55	n_h máximo experimental (MN/m ³)	n_h máximo numérico (MN/m ³)	Redução (%)	n_h máximo experimental (MN/m ³)	n_h máximo numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	78,0	43,0	44,9	12,8	11,6	9,4
	n_h mínimo experimental (MN/m ³)	n_h mínimo numérico (MN/m ³)	Aumento (%)	n_h mínimo experimental (MN/m ³)	n_h mínimo numérico (MN/m ³)	Aumento (%)
	7,6	11,4	50,0	3,1	3,8	22,6
Expressão 2.58	n_h máximo experimental (MN/m ³)	n_h máximo numérico (MN/m ³)	Redução (%)	n_h máximo experimental (MN/m ³)	n_h máximo numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	59,3	33,6	43,3	10,6	9,7	8,5
	n_h mínimo experimental (MN/m ³)	n_h mínimo numérico (MN/m ³)	Aumento (%)	n_h mínimo experimental (MN/m ³)	n_h mínimo numérico (MN/m ³)	Aumento (%)
	6,4	9,5	48,4	2,7	3,3	22,2
Expressão 2.54	n_h máximo experimental (MN/m ³)	n_h máximo numérico (MN/m ³)	Redução (%)	n_h máximo experimental (MN/m ³)	n_h máximo numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	47,3	27,3	42,3	9,0	8,2	8,9
	n_h mínimo experimental (MN/m ³)	n_h mínimo numérico (MN/m ³)	Aumento (%)	n_h mínimo experimental (MN/m ³)	n_h mínimo numérico (MN/m ³)	Aumento (%)
	5,5	8,1	47,3	2,4	2,9	20,8

Observa-se que na análise com o solo na condição natural os valores de n_h máximos obtidos pelas três expressões foram aproximadamente 43% inferiores na análise numérica do que na

experimental. Este comportamento se inverte quando são analisados os valores mínimos de n_h , pois foram 48% maiores na análise numérica do que na experimental.

Na análise com o solo inundado os valores máximos e mínimos de n_h obtidos das duas análises foram próximos, porém notou-se a mesma tendência evidenciada na condição natural. Assim, observou-se que os valores de n_h máximos obtidos pelas três expressões foram aproximadamente 9% inferiores na análise numérica do que na experimental. Já, os valores mínimos de n_h , foram em média 21,9% maiores na análise numérica do que na experimental.

4.4 Determinação do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h)

Para determinar o valor do coeficiente de reação horizontal representativo do solo (n_h) é necessário utilizar as curvas de coeficientes de reação horizontal *vs* deslocamentos horizontais na superfície (n_h *vs* y_0) obtidas anteriormente. Para a obtenção do n_h , inicialmente é indispensável adotar um intervalo de valores de deslocamento horizontal, a adoção desse intervalo deve desprezar os valores iniciais elevados de n_h .

Diversos autores recomendam faixas diferentes de y_0 para a obtenção de n_h . Alizadeh e Davisson (1970) foram os primeiros a desenvolver e analisar as curvas n_h *vs* y_0 , utilizando o intervalo de 6,35 a 12,7 mm. Cintra (1982) utilizou o intervalo de 4 a 8 mm. No entanto, tem sido comum o uso do intervalo de 6 a 12 mm, adotado inicialmente por Miguel (1996) e também empregado nos trabalhos de Carvalho et. al (1996), Miranda Júnior (2006), Zammataro (2007), Almeida (2008) e Araújo (2013).

Neste trabalho optou-se pela utilização do intervalo de 6 a 12 mm. O valor final de n_h será a média dos valores de n_h correspondentes aos deslocamentos horizontais na superfície de 6 e 12 mm.

4.4.1 Provas de carga

Na Tabela 4.16 são apresentados os valores de n_h obtidos para 6 e 12 mm e o n_h do solo, para cada expressão usada e condição do solo analisada. Na Tabela 4.17 é apresentada a variação dos valores de n_h em relação às expressões utilizadas para o cálculo.

Tabela 4.16- Valores de n_h calculados para cada expressão nas duas condições do solo.

PROVA DE CARGA - CONDIÇÃO NATURAL DO SOLO			
y_0 (mm)	6 (mm)	12 (mm)	n_h (MN/m³)
n_h Expressão 2.55 (MN/m ³)	21,0	8,4	14,7
n_h Expressão 2.58 (MN/m ³)	19,4	8,0	13,7
n_h Expressão 2.54 (MN/m ³)	16,3	7,0	11,7
PROVA DE CARGA - CONDIÇÃO INUNDADA DO SOLO			
y_0 (mm)	6 (mm)	12 (mm)	n_h (MN/m³)
n_h Expressão 2.55 (MN/m ³)	12,2	5,4	8,8
n_h Expressão 2.58 (MN/m ³)	10,6	5,2	7,9
n_h Expressão 2.54 (MN/m ³)	9,0	4,5	6,8

Tabela 4.17- Variação dos valores de n_h em relação às expressões usadas.

n_h natural (MN/m³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
14,7	13,7	6,8
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
14,7	11,7	20,4
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
13,7	11,7	14,6
n_h inundado (MN/m³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
8,8	7,9	10,2
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
8,8	6,8	22,7
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
7,9	6,8	13,9

Nota-se que as variações dos valores de n_h em relação às expressões utilizadas são próximas para as duas condições analisadas. Assim o emprego da expressão 2.58 provoca um aumento do valor de n_h da ordem de 14% em relação à utilização da expressão 2.54, e o emprego da expressão 2.55, acarreta um aumento do n_h em média de 8,5% em relação à expressão 2.58. Assim, como foi analisado anteriormente, os valores de n_h fornecidos pela expressão 2.55 são superiores, e os calculados pela expressão 2.58, são intermediários.

A análise anterior indica que considerar que a carga é aplicada ao nível do terreno e que os deslocamentos são obtidos neste mesmo ponto (utilizando a expressão 2.54 que desconsidera a ação do momento gerado pela aplicação da carga acima da superfície do terreno), provoca uma redução do n_h de aproximadamente 20% com relação ao n_h calculado com a expressão 2.55, que na teoria, representa as condições reais do ensaio. Assim, nesse caso particular, levar em consideração a distância de 17 cm (distância do nível do terreno ao ponto de aplicação da carga)

nos cálculos, gerou um aumento de aproximadamente 20% no valor de n_h quando é utilizada a expressão 2.55 e 14% quando é empregada a expressão 2.58.

Como foi explicado no início do item 4.3, a expressão 2.58 é utilizada quando a carga é aplicada acima do nível do terreno e os deslocamentos são obtidos ao nível do terreno. Desse jeito, com o objetivo de calcular o valor de n_h que teoricamente seria real para essa situação, foram usados os deslocamentos obtidos pelo inclinômetro na superfície do terreno (y_0), obtendo os resultados apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18- Valores de n_h calculados a partir da expressão 2.58 com valores de y_0 fornecidos pelo inclinômetro.

CONDIÇÃO NATURAL DO SOLO			
y_0 (mm)	6 (mm)	12 (mm)	n_h (MN/m ³)
n_h Expressão 2.58 (MN/m ³)	19,0	8,4	13,7
CONDIÇÃO INUNDADA DO SOLO			
y_0 (mm)	6 (mm)	12 (mm)	n_h (MN/m ³)
n_h Expressão 2.58 (MN/m ³)	10,6	5,4	8,0

Observa-se, que os valores de n_h obtidos com os dados do inclinômetro são próximos aos calculados considerando os deslocamentos lidos na prova de carga como deslocamento medidos na superfície. Assim, é possível considerar aceitáveis os valores de n_h calculados através da expressão 2.58, pelo qual serão usados em diferentes métodos nos próximos itens.

Os valores de n_h obtidos, são em geral próximos aos valores obtidos por Zammataro (2007), que trabalhou com estacas escavadas num campo experimental próximo (Feagri–Unicamp) e obteve um valor de 11,5 MN/m³ através da expressão 2.54 e de 12,8 MN/m³ utilizando a expressão 2.58.

Em geral, desprezar a distância da superfície do terreno até o nível de aplicação de carga gera a obtenção de valores de n_h inferiores, situação que é a favor da segurança, pois considera o solo menos resistente. Porém, essa situação pode gerar um superdimensionamento da estrutura e consequentemente um custo maior no projeto.

Por meio de amostras de solo coletadas com o solo na condição natural e após a inundação, a uma profundidade de 0,5 m, foram obtidos os valores da umidade para cada condição do solo.

Assim, na condição natural, a umidade obtida foi de 26,4% e após a inundação a umidade calculada foi de 32,1%. Com os valores de umidade e através das curvas de umidade vs sucção obtidas por Gon (2011) para diferentes profundidades (figuras 3.9, 3.10 e 3.11), foi possível obter os valores da sucção do solo na condição natural e inundada. Assim, para a umidade na condição natural de 26,4% foi obtida uma sucção de aproximadamente 40 kPa e para a umidade na condição inundada de 32,1% foi obtida uma sucção de aproximadamente 6 kPa. Ou seja, a inundação provocou um acréscimo da umidade de aproximadamente 6% e uma redução da sucção de aproximadamente 34 kPa. O que indica que um acréscimo da umidade de 6% levou a uma diminuição da sucção de 85%.

Na Tabela 4.19 é apresentada a variação dos valores de n_h após a inundação do solo, para cada expressão utilizada.

Tabela 4.19- Variação dos valores de n_h para cada expressão após a inundação do solo.

Expressão 2.55	n_h natural (MN/m ³)	n_h inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	14,7	8,8	40,1
Expressão 2.58	n_h natural (MN/m ³)	n_h inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	13,7	7,9	42,3
Expressão 2.54	n_h natural (MN/m ³)	n_h inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	11,7	6,8	41,9

Nota-se que, após a inundação do solo, os valores fornecidos pelas três equações mostraram uma redução do n_h da ordem de 40%. O que indica que um acréscimo da umidade de 6% e uma diminuição da sucção de 85% provocou uma diminuição do n_h do solo de 40%. Esse resultado foi próximo ao obtido por Kassouf (2012) que trabalhou no mesmo campo experimental, analisando um tubulão a céu aberto, e que obteve uma diminuição dos valores de n_h de aproximadamente 50% após a inundação.

4.4.2 Análise numérica

Na Tabela 4.20 são apresentados os valores de n_h obtidos para 6 e 12 mm e o n_h do solo, para cada expressão usada e condição do solo modelada. Já na Tabela 4.21 é apresentada a variação dos valores de n_h em relação às expressões utilizadas para o cálculo.

Tabela 4.20- Valores de n_h calculados para cada expressão nas duas condições do solo.

ANÁLISE NUMÉRICA - CONDIÇÃO NATURAL DO SOLO			
y_0 (mm)	6 (mm)	12 (mm)	n_h (MN/m³)
n_h Expressão 2.55 (MN/m ³)	18,2	11,6	14,9
n_h Expressão 2.58 (MN/m ³)	15,7	10,4	13,1
n_h Expressão 2.54 (MN/m ³)	13,4	8,8	11,1
ANÁLISE NUMÉRICA - CONDIÇÃO INUNDADA DO SOLO			
y_0 (mm)	6 (mm)	12 (mm)	n_h (MN/m³)
n_h Expressão 2.55 (MN/m ³)	6,3	4,50	5,4
n_h Expressão 2.58 (MN/m ³)	5,6	4,0	4,8
n_h Expressão 2.54 (MN/m ³)	4,8	3,5	4,2

Tabela 4.21- Variação dos valores de n_h em relação às expressões usadas.

n_h natural (MN/m³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
14,9	13,1	12,1
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
14,9	11,1	25,5
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
13,1	11,1	15,3
n_h inundado (MN/m³)		
Expressão 2.55	Expressão 2.58	Redução (%)
5,4	4,8	11,1
Expressão 2.55	Expressão 2.54	Redução (%)
5,4	4,2	22,2
Expressão 2.58	Expressão 2.54	Redução (%)
4,8	4,2	12,5

Nota-se que as variações dos valores de n_h em relação às expressões utilizadas são próximas para as duas condições analisadas. Assim o emprego da expressão 2.58 provoca um aumento do valor de n_h da ordem de 14% em relação à utilização da expressão 2.54, e o emprego da expressão 2.55 gera um aumento do n_h de aproximadamente 11% em relação à expressão 2.58. Resultados próximos aos obtidos na análise experimental.

Na Tabela 4.22 é apresentada a variação dos valores de n_h após considerar inundação do solo na modelagem numérica, para cada expressão utilizada.

Tabela 4.22- Variação dos valores de n_h para cada expressão após a inundação do solo.

Expressão 2.55	n_h natural (MN/m ³)	n_h inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	14,9	5,4	63,8
Expressão 2.58	n_h natural (MN/m ³)	n_h inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	13,1	4,8	63,4
Expressão 2.54	n_h natural (MN/m ³)	n_h inundado (MN/m ³)	Redução (%)
	11,1	4,2	62,1

Observa-se que a redução dos parâmetros do solo na modelagem numérica, como efeito da inundação, provocou uma redução do valor do n_h de aproximadamente 60%.

4.4.3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

As variações dos valores de n_h em relação às expressões utilizadas são próximas para as duas análises realizadas. Sendo assim, nas duas análises, o emprego da expressão 2.58 provocou um aumento do valor de n_h da ordem de 14% em relação à utilização da expressão 2.54, e o emprego da expressão 2.55, gerou um aumento do n_h em média de 10% em relação a expressão 2.58.

Na Tabela 4.23 é apresentada a variação dos valores de n_h obtidos da análise experimental e numérica, para cada expressão e condição do solo analisada.

Tabela 4.23- Comparação dos valores de n_h obtidos da análise experimental e numérica, para cada expressão e condição do solo analisada.

Expressão 2.55	n_h natural experimental (MN/m ³)	n_h natural numérico (MN/m ³)	Aumento (%)
	14,7	14,9	1,4
	n_h inundado experimental (MN/m ³)	n_h inundado numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	8,8	5,4	38,6
Expressão 2.58	n_h natural experimental (MN/m ³)	n_h natural numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	13,7	13,1	4,4
	n_h inundado experimental (MN/m ³)	n_h inundado numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	7,9	4,8	39,2
Expressão 2.54	n_h natural experimental (MN/m ³)	n_h natural numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	11,7	11,1	5,1
	n_h inundado experimental (MN/m ³)	n_h inundado numérico (MN/m ³)	Redução (%)
	6,8	4,2	38,2

Na análise com o solo na condição natural, os valores de n_h obtidos através da análise numérica foram praticamente iguais aqueles obtidos experimentalmente, apresentando elevação no valor de n_h de 1,4% quando se utilizou a expressão 2.55, e redução de aproximadamente 5% quando se utilizaram as expressões 2.58 e 2.54. A igualdade desses valores pode ser explicada analisando as cargas para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm nas duas análises realizadas (Tabela 4.24). Nota-se que, com o solo na condição inundada, os valores de n_h obtidos por meio da análise numérica foram sempre inferiores aqueles obtidos experimentalmente. Assim, os valores obtidos pelas três equações através da análise numérica, mostraram uma redução do n_h da ordem de 39%. Essa diminuição do valor de n_h na análise numérica pode ser justificado pelo fato de que as cargas necessárias para atingir valores de deslocamentos de 6 e 12 mm foram inferiores às experimentais.

Tabela 4.24- Cargas para atingir deslocamentos de 6 mm e 12 mm nas duas análises realizadas.

Condição Natural			
Tipo de análise	Carga para 6 mm (kN)	Carga para 12 mm (kN)	Média
Experimental	39	47	43
Numérica	35	55	45
Condição Inundada			
Tipo de análise	Carga para 6 mm (kN)	Carga para 12 mm (kN)	Média
Experimental	28	37	33
Numérica	19	31	25

Assim, verifica-se que a carga necessária para atingir o deslocamento de 6 mm foi superior na análise experimental do que na numérica, porém para atingir o deslocamento de 12 mm esse comportamento se inverte, pois a carga foi superior na análise numérica do que na experimental. Por tanto, como é apresentado na Tabela 4.24, a média das cargas para atingir deslocamentos de 6 e 12 mm, é praticamente igual nas duas análises realizadas, o que leva a resultados próximos quando calculada a média dos n_h do intervalo de 6 a 12 mm.

4.5 Definição das curvas p - y

O comportamento de uma estaca submetida a carregamento horizontal pode ser representado através da relação da reação do solo (p) com o deslocamento horizontal (y). Essa relação é obtida através da construção das curvas p - y . A seguir serão apresentadas as curvas p - y para diferentes profundidades obtidas dos resultados da prova de carga, empregando o método de

Reese *et al.* (1974) e pelo método do American Petroleum Institute (1993). Foram geradas somente as curvas correspondentes à condição natural do solo.

4.5.1 Prova de carga

Para obter a curva p - y relacionada à prova de carga, foram utilizados como base os valores de n_h calculados com a expressão 2.58 com a condição natural do solo para cada estágio de carga. A expressão 2.58 foi desenvolvida a partir do método de Matlock e Reese (1961), que considera o módulo de reação horizontal do solo (k) como variando linearmente com a profundidade, ou seja:

$$K = \frac{p}{y} = n_h \cdot z \quad (4.1)$$

Desse jeito é possível determinar o valor da reação do solo (p), através da seguinte expressão:

$$p = n_h \cdot z \cdot y \quad (4.2)$$

Com os dados de n_h calculados para cada estágio de carga e utilizando os valores de deslocamentos horizontais obtidos pelo inclinômetro a uma profundidade de $z = 0,5$ m, foi possível calcular o valor da reação do solo por metro de comprimento (p) para cada carregamento (Tabela 4.25).

Tabela 4.25- Valores da reação do solo (p) e deslocamento horizontal (y) para uma profundidade de 0,5 m.

$z = 0,5$ m			
Carga (kN)	n_h (MN/m³)	y (mm)	p (kN/m)
0,0	0,0	0,00	0,0
3,5	21,3	0,03	0,3
7,0	43,8	0,13	2,8
10,5	39,5	0,25	4,9
14,0	43,2	0,45	9,7
17,5	46,7	0,72	16,8
21,0	58,9	0,78	23,0
24,5	59,3	0,98	29,1
28,0	51,0	1,29	32,9
31,5	49,1	1,32	32,4
35,0	32,3	1,91	30,8

Com os valores de p e y definidos foi possível traçar a curva p - y através do ajuste apresentado na Figura 4.37.

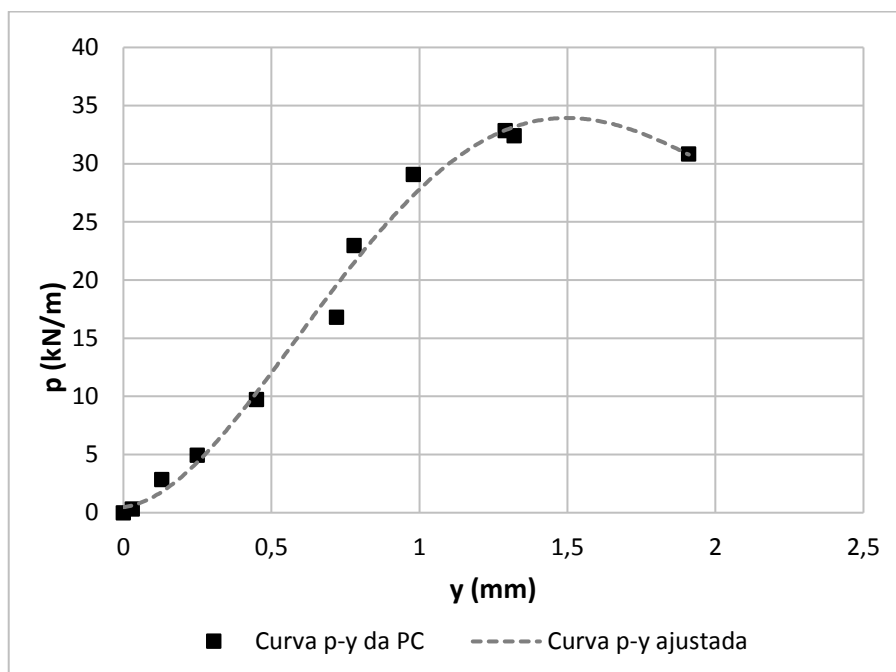


Figura 4.37– Curva p - y da prova de carga para profundidade de 0,5 m.

Observa-se que a reação horizontal última atingida foi de 32,9 kN/m, valor a partir do qual os valores da reação do solo começam a diminuir.

Não foi possível obter curvas para outras profundidades, pois os deslocamentos obtidos para profundidades maiores foram relativamente baixos e não permitiram o bom desenvolvimento da curva.

4.5.2 Método de Reese *et al.* (1974) e American Petroleum Institute (1993)

Foram aplicados os métodos de Reese *et al.* (1974) e American Petroleum Institute (1993) para obter as curvas p - y ao longo do comprimento da estaca. Para o traçado das curvas foram seguidas as metodologias de cálculo apresentadas nos itens 2.3.5.1 e 2.3.5.2. Esses métodos levam em consideração os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (c , ϕ), o peso específico do solo (γ) e as características geométricas da estaca. Os parâmetros do solo usados para cada profundidade foram os mesmos apresentados na Tabela 3.1 e descritos no item 3.1.2.

Os métodos usados exigem a adoção de um valor de coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) e, embora cada autor recomenda um valor dependendo do tipo de solo, no caso deste trabalho foi utilizado o valor anteriormente calculado através dos resultados da prova de carga utilizando a expressão 2.58, ou seja, $n_h = 13,7 \text{ MN/m}^3$. Porém é importante ressaltar que a variação do valor de n_h só afeta a inclinação do trecho inicial das curvas e não os valores da reação horizontal última do solo (p_u) atingida em cada curva.

Foram construídas as curvas p - y para profundidades de 0,5 m, 1,0 m, 1,5 m, 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m e 4,5 m. Nas figuras 4.38 a 4.44 são apresentadas as curvas p - y obtidas pelos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) para cada profundidade. Na Figura 4.45 são apresentadas as curvas obtidas pelo método de Reese *et al.* (1974) para cada profundidade e na Figura 4.46 são apresentadas as curvas obtidas pelo método de API (1993) para cada profundidade.

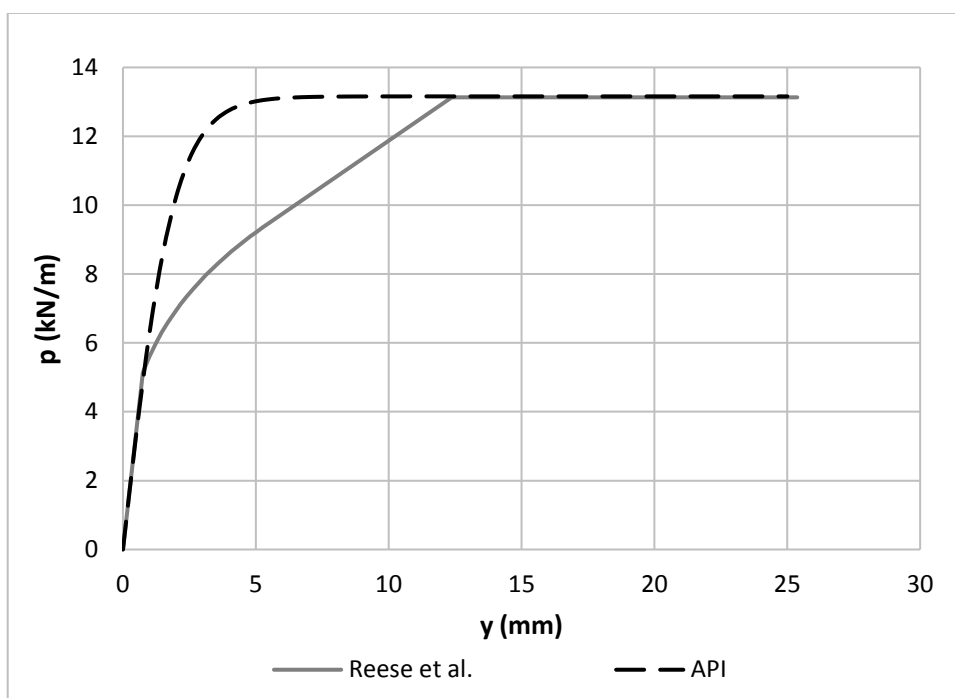


Figura 4.38– Curvas p - y para profundidade de 0,5 m.

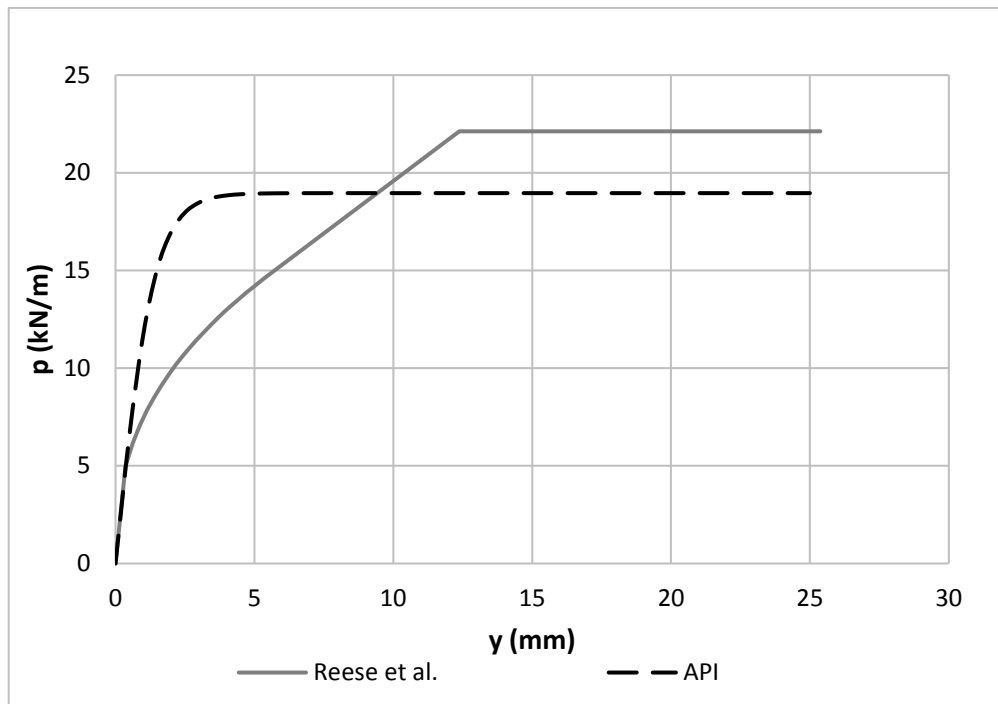


Figura 4.39– Curvas p - y para profundidade de 1,0 m.

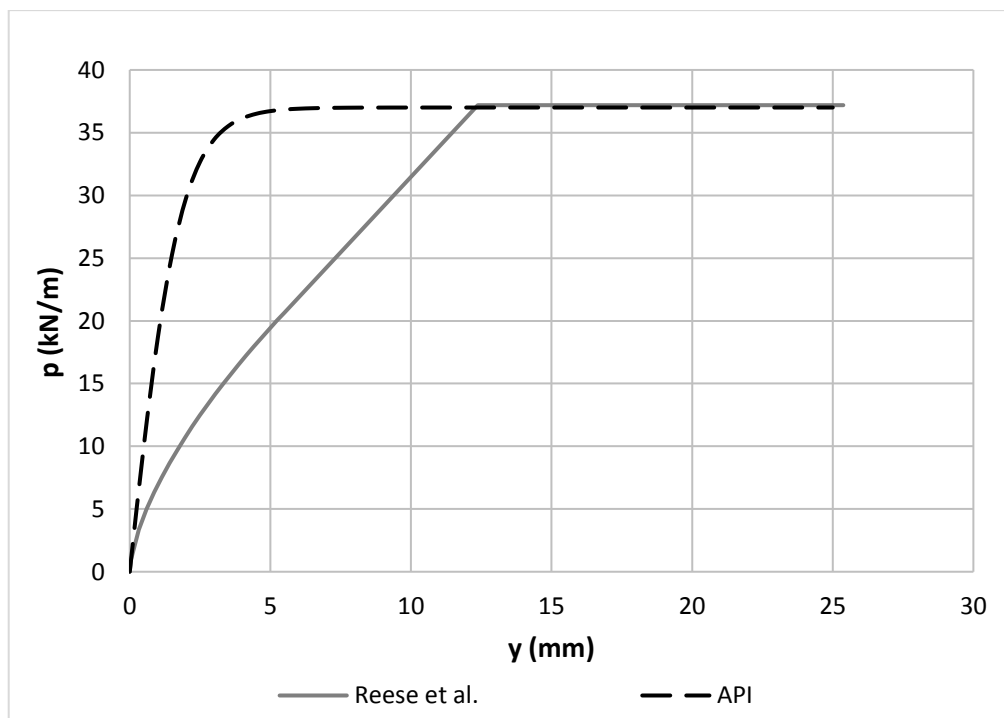


Figura 4.40– Curvas p - y para profundidade de 1,5 m.

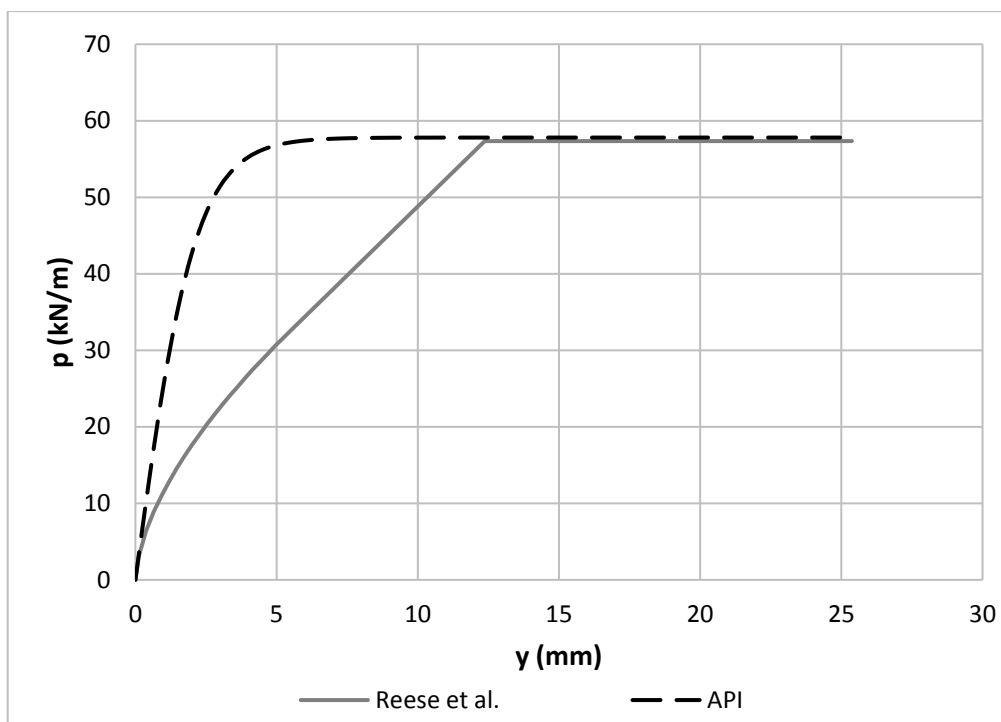


Figura 4.41– Curvas p - y para profundidade de 2,0 m.

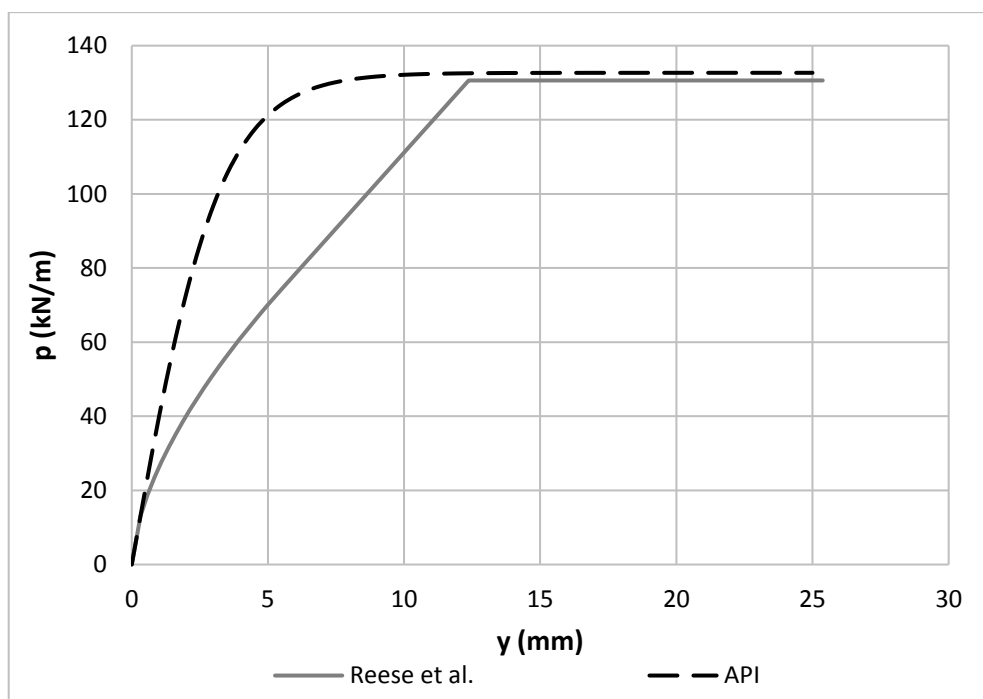


Figura 4.42– Curvas p - y para profundidade de 3,0 m.

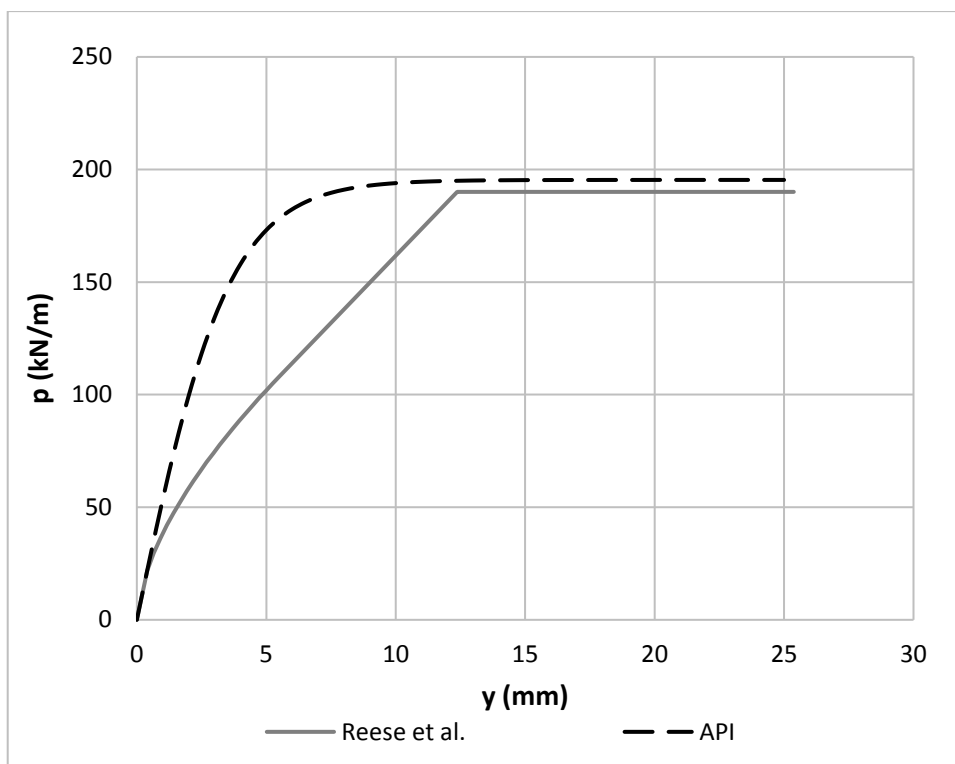


Figura 4.43– Curvas p - y para profundidade de 4,0 m.

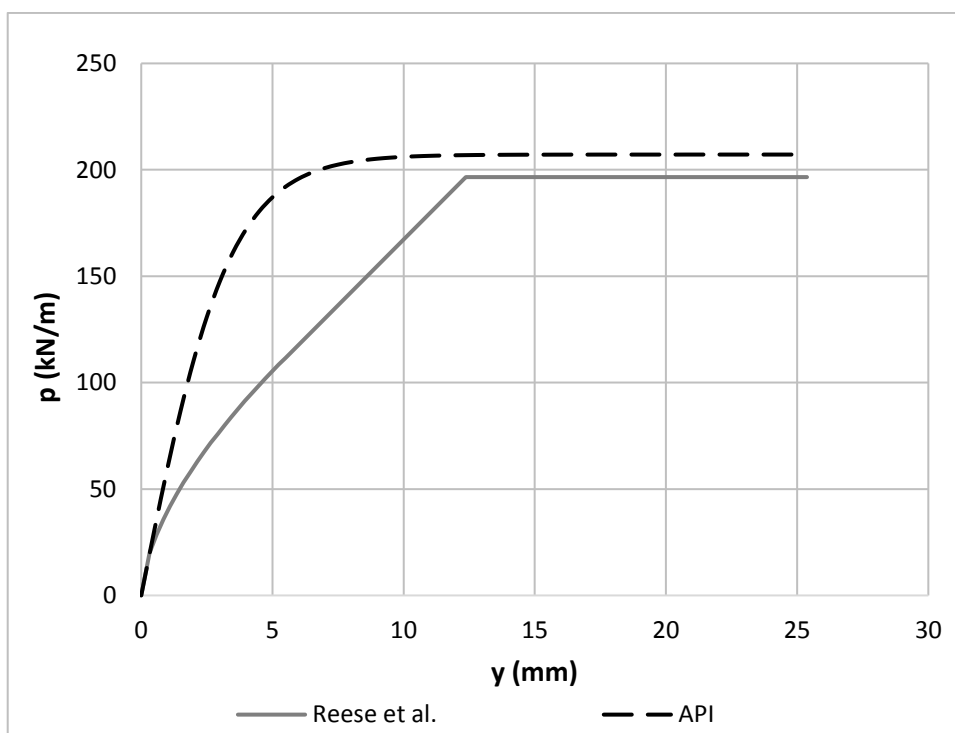


Figura 4.44– Curvas p - y para profundidade de 4,5 m.

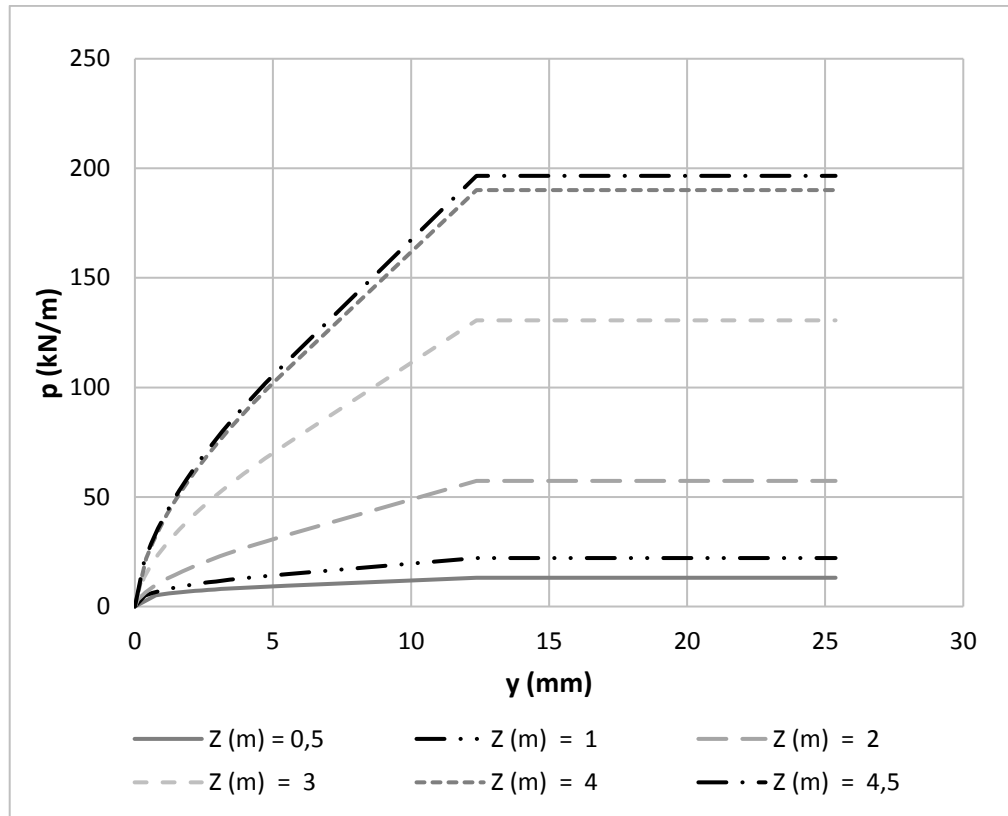


Figura 4.45– Curvas obtidas através do método de Reese *et al.* (1974) para diferentes profundidades.

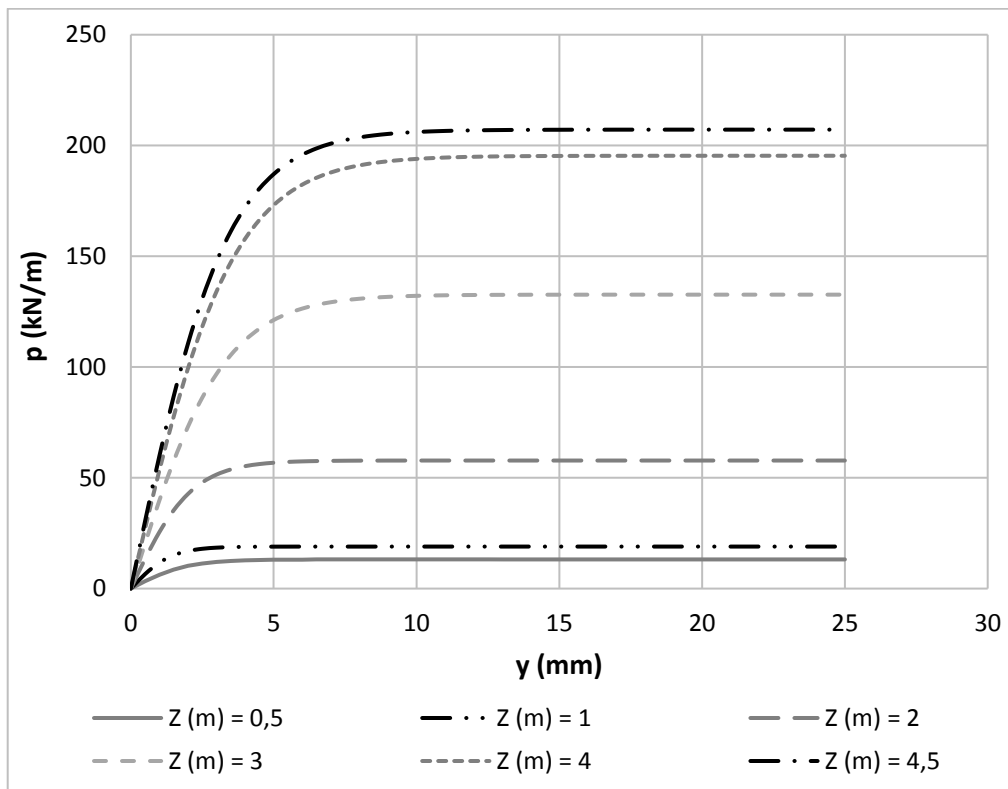


Figura 4.46– Curvas obtidas através do método API (1993) para diferentes profundidades.

Das figuras anteriores é possível notar que os dois métodos empregados coincidem para pequenos carregamentos, porém, após essa fase inicial até o ponto de reação última, as curvas apresentam discrepâncias, pois o método de Reese *et al.* (1974) adota um formato parabólico e log-linear, enquanto que o método de API (1993) adota um formato hiperbólico. Observa-se nas figuras 4.45 e 4.46 que a reação última atingida aumenta ao longo da profundidade, comportamento esperado considerando que quanto maior for a profundidade, mais difícil será atingir o deslocamento que leve à mobilização total da resistência do solo.

Comparando os dois métodos para cada profundidade, nota-se que as reações horizontais últimas atingidas são semelhantes. É apresentada na Tabela 4.26 as variações das reações horizontais últimas (p_u) obtidas através de cada método em cada profundidade analisada.

Tabela 4.26- Variação dos valores das reações horizontais últimas para cada profundidade.

Profundidade (m)	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	4,5
p_u Reese <i>et al.</i> (1974) (kN/m)	13,1	22,1	37,2	57,3	130,6	190	196,6
p_u API (1993) (kN/m)	13,2	19,0	37,0	57,8	132,7	195,4	207,2
Variação (%)	0,8	14,0	0,5	0,9	1,6	2,8	5,4

Nota-se que a variação dos valores de p_u para cada profundidade foi pequena. Foram obtidas variações em todas as profundidades na faixa de 0,5 a 5,4%, exceto na profundidade de 1 m, na qual a variação foi de 14%.

Com o objetivo de comparar as curvas p - y teóricas, obtidas através dos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993), com a curva p - y obtida através dos resultados da prova de carga, são apresentadas na Figura 4.47 as três curvas obtidas na profundidade de 0,5 m.

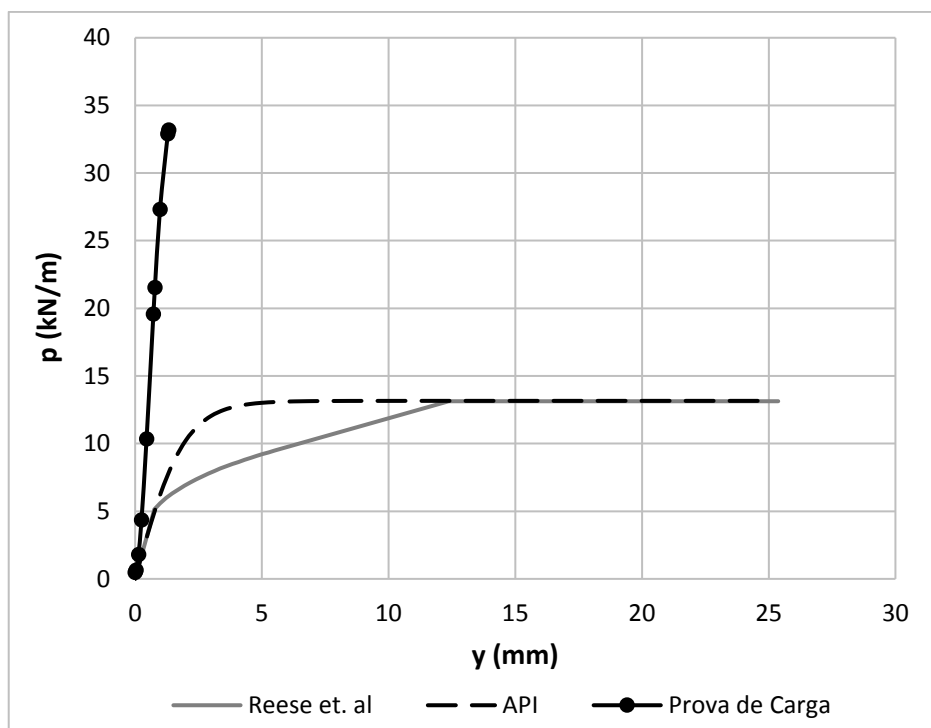


Figura 4.47– Comparação das curvas p - y obtidas dos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) com a curva p - y da prova de carga.

Da Figura 4.47 é possível notar que as curvas teóricas fornecidas pelos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) não concordam com a curva da prova de carga que foi obtida a partir do método de Matlock e Reese (1961). Em geral, os valores de reação do solo da curva da prova de carga foram de 60 a 70% maiores que os valores apresentados nas curvas teóricas. Por outra parte, o valor da reação horizontal última calculada através da prova de carga foi 2,5 vezes maior do que a obtida pelos métodos teóricos. Esses resultados concordam com os obtidos por Araújo (2013), que quando comparou as curvas p - y geradas pelos métodos de Reese *et al.* (1974), API (1993) e Matlock e Reese (1961), para estacas metálicas e hélice contínua, obteve valores de reação lateral pelo método de Matlock e Reese (1961) de 80 a 90% maiores.

4.6 Determinação da carga horizontal última

Neste item serão apresentados os resultados e análises dos valores de carga horizontal última calculados através de métodos que empregam a curva carga *vs* deslocamento e métodos teóricos.

Dentre os métodos que empregam a curva carga *vs* deslocamento, serão usados neste trabalho dois métodos de extrapolação específicos: o método de Van der Veen (1953) e o Método da Rigidez.

Estes métodos foram utilizados neste trabalho com o objetivo de avaliar a sua validade no caso particular através da comparação com os resultados teóricos. Foram aplicados os métodos para curvas carga *vs* deslocamento obtidas das provas de carga e da análise numérica, nas duas condições do solo (natural e inundada).

Como métodos teóricos serão utilizados o método de Broms (1964), que é baseado no coeficiente de reação horizontal, o método de Meyerhof (1995) e os métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) através das curvas *p-y*.

4.6.1 Determinação da carga horizontal última através da curva carga *vs* deslocamento

4.6.1.1 Prova de carga

São apresentados na Tabela 4.27 os valores das cargas últimas para as duas condições do solo estimados com o método de Van der Veen (1953) e o Método da Rigidez.

Tabela 4.27- Carga última da estaca ensaiada para as duas condições do solo.

Carga última - Prova de carga (kN)		
Condição do solo	Van der Veen (1953)	Método da Rigidez
Natural	56	61
Inundado	42	47
Redução (%)	25	23

Nota-se que os métodos forneceram valores próximos de carga última para as duas condições do solo. O método de Van der Veen (1953) resultou em valores inferiores, na ordem de 8% menor para a condição natural do solo e 11% menor para a condição inundada.

A inundação do solo provocou uma redução da capacidade de carga de aproximadamente 24% nos dois métodos analisados.

Como foi descrito no item 4.41, com os valores da umidade obtidas em laboratório, para amostras de solo retiradas antes e depois da inundação, foi possível obter os valores da sucção do solo na condição natural e inundada. Assim, após a inundação obteve-se uma redução da sucção de aproximadamente 34 kPa, que equivale a 85%. A diminuição da tensão de sucção no solo devido à inundação provocou uma redução de resistência. Nesse caso, considerando os métodos que empregam a curva carga vs deslocamento, essa redução foi de 24%.

4.6.1.2 Análise numérica

São apresentados na Tabela 4.28 os valores das cargas últimas, para as duas condições do solo modeladas, estimados com o método de Van der Veen (1953) e o Método da Rigidez.

Tabela 4.28- Carga última da estaca analisada para as duas condições do solo modeladas.

Carga última -Análise numérica (kN)		
Condição do solo	Van der Veen (1953)	Método da Rigidez
Natural	115	129
Inundado	82	104
Redução (%)	29	19

Nota-se que o método de Van der Veen (1953) apresentou resultados semelhantes aos obtidos através do Método da Rigidez, na ordem de 10% inferior na condição natural e 21% inferior na condição inundada.

A redução dos parâmetros do solo na modelagem, como resposta à inundação, provocou uma diminuição da resistência do solo de 29% segundo o método de Van der Veen (1953) e 19% segundo o Método da Rigidez.

4.6.2 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Os resultados de carga última obtidos da análise numérica foram evidentemente superiores aos obtidos da análise experimental. Essa variação pode ser evidenciada na Tabela 4.29.

Tabela 4.29- Comparação das cargas últimas obtidas da análise numérica e experimental.

Carga última (kN)		
Condição do solo	Van der Veen (1953)	Método da Rigidez
Natural Experimental	56	61
Natural numérico	115	129
Aumento (%)	105	111
Inundado experimental	42	47
Inundado numérico	82	104
Aumento (%)	95	121

Nota-se que para as duas condições do solo as cargas últimas obtidas da análise numérica foram em média 108% maiores às obtidas da análise experimental. Os valores de cargas últimas calculados da análise numérica foram muito elevados, devido que, como é notado nas curvas de carga vs deslocamento, os deslocamentos evidenciados na fase final de carga são inferiores quando comparados com os obtidos nas provas de carga, o que indica que para deslocamentos máximos de pequena magnitude, os métodos de extrapolação empregados se mostram pouco precisos. Por outra parte, as curvas experimentais apresentam inflexões prematuras como consequência à queda antecipada de deslocamentos, conduzindo os métodos de extrapolação à antecipação do valor da carga última, pois como é notado nos resultados, as cargas máximas atingidas nos ensaios estão próximas às cargas últimas calculadas, somente 10 kN a mais para a condição natural do solo e 5 kN para a condição inundada. Esse comportamento não é evidenciado nas curvas obtidas da análise numérica, as quais ao não apresentar quedas antecipadas de deslocamentos, provocam que os métodos de extrapolação demorem mais para atingir as cargas últimas.

Os valores elevados de cargas últimas obtidos através da modelagem numérica evidenciam que esse tipo de análise considerou o sistema estaca-solo mais resistente. Sendo assim, no caso de utilizar o Software PLAXIS 3D Foundation na modelagem numérica de projetos de fundações sujeitas a cargas horizontais, recomenda-se o emprego de um fator de segurança ou a utilização de um modelo constitutivo que se ajuste de maneira mais eficaz ao comportamento real do solo.

4.6.3 Determinação da carga horizontal última teórica

Para o cálculo teórico da carga horizontal última foram utilizados três procedimentos específicos: o método de Broms (1964), o método de Meyerhof (1995) e os métodos de Reese

et al. (1974) e API (1993) através das curvas p - y . Esses métodos foram utilizados para determinar a carga última correspondente à condição natural do solo.

Para a aplicação do método de Broms (1964), inicialmente foi necessário classificar a estaca quanto a sua rigidez. A classificação utilizada foi a proposta por Davisson (1970), que classifica as estacas segundo o comprimento adimensional L/T como rígidas (curtas) ou flexíveis (longas) (Tabela 2.6). O método de Meyerhof (1995) classifica as estacas em longas ou curtas de acordo com o valor de rigidez relativa da estaca (K_r) como é apresentado na expressão 2.94. Na Tabela 4.30 é apresentada a classificação das estacas em relação a cada método utilizado.

Tabela 4.30- Classificação das estacas em relação a cada método e condição do solo analisada.

CONDIÇÃO NATURAL DO SOLO						
Método de Broms (1964)				Método de Meyerhof (1995)		
n_h (MN/m ³)	T (m)	L/T	Classificação	K_r	Classificação	
Expressão 2.58	13,7	1,03	4,35	LONGA	0,0104	CURTA

Observa-se que o método de Broms (1964) classifica a estaca como longa e o método de Meyerhof (1995), como curta.

Como foi citado em itens anteriores, embora a classificação textural do solo do campo experimental se constitui principalmente de finos, apresenta um comportamento arenoso. Desta forma, aplicou-se o método de Broms (1964b) para solos não coesivos definido no item 2.3.4.2. Segundo a teoria de Broms (1964b), para estaca longa, o momento fletor máximo (M_{\max}) é igual ao momento de ruptura (M_u) e ocorre a uma profundidade z_0 , a partir dessa profundidade não são evidenciados mais deslocamentos. Através dos resultados obtidos por meio do inclinômetro foi evidenciado que nas duas provas de carga, os deslocamentos atingiram uma profundidade de 1,5 m, assim, para o cálculo da carga de ruptura pelo método de Broms (1964b) foi adotada uma profundidade $z_0 = 1,5$ m. Sendo assim, através da expressão 2.79 obteve-se o valor da carga última (H_u).

Para o cálculo da carga última pelo método de Meyerhof (1995) foi utilizada a expressão 2.95 referente às estacas curtas. Nos dois métodos foram utilizados os valores médios dos parâmetros do solo. Na Tabela 4.31 são apresentados os valores das cargas últimas obtidas através dos dois métodos.

Tabela 4.31- Cargas últimas pelos métodos de Broms (1964b) e Meyerhof (1995).

Condição	Carga última (kN)			
	Broms (1964b)	Meyerhof (1995)	Média	Diferença (%)
Natural	35	46	41	24

Nota-se que os valores das cargas últimas calculados pelos métodos de Broms (1964b) e Meyerhof (1995) foram próximos, com uma diferença de 24%.

Para o cálculo da carga última através dos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993), foram utilizados os valores das reações últimas obtidas na determinação das curvas p - y em profundidade. Utilizando a profundidade de 1,5 m como aquela na qual é atingido o momento de ruptura, e pela análise da variação em profundidade das reações últimas do solo (Figura 4.48), é possível obter a carga horizontal última como a somatória das áreas definidas pela variação das reações. Alves (2012), desenvolveu um método iterativo para o cálculo da carga horizontal última no caso em que a profundidade da ruptura da estaca é desconhecida, partindo das reações últimas do solo e utilizando como base a metodologia proposta por Broms (1964a, 1964b).

É apresentado na Figura 4.48 um esquema da variação em profundidade das reações últimas do solo para o método de Reese *et al.* (1974), nesse caso, a carga horizontal última será a soma das áreas A1, A2 e A3.

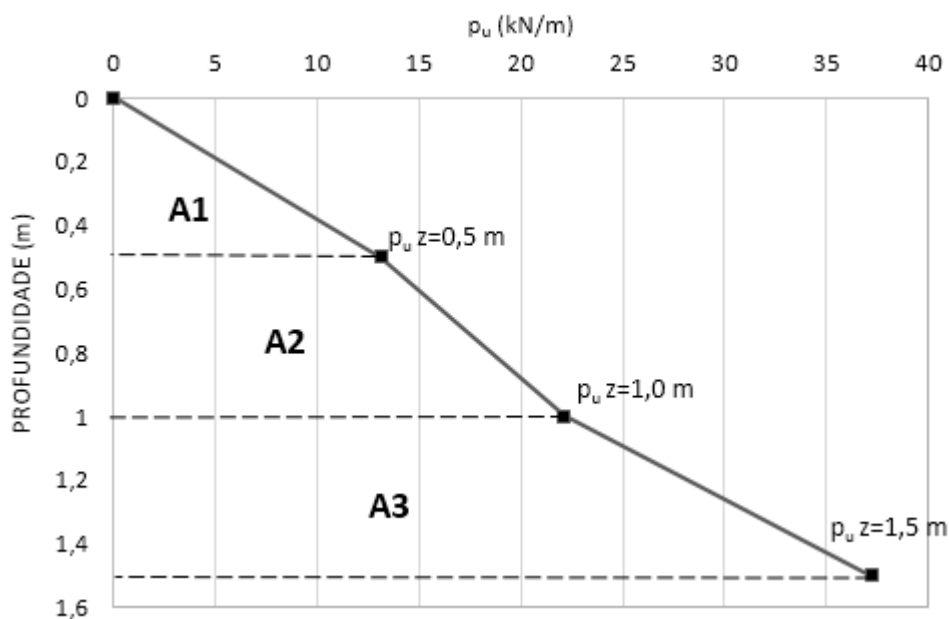


Figura 4.48– Variação em profundidade das reações últimas do solo (p_u) obtidas pelo método de Reese *et al.* (1974).

Na Tabela 4.32 são apresentados os valores das cargas últimas obtidas pelos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) para a condição natural do solo.

Tabela 4.32- Cargas últimas pelos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993).

Carga última (kN)		
Reese <i>et al.</i> (1974)	API (1993)	Diferença (%)
27	25	6

Os valores de cargas últimas calculados pelos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993) foram próximos, sendo o valor obtido pelo método de Reese *et al.* (1974), 6% superior ao obtido pelo método do API (1993).

Na Tabela 4.33 é apresentada uma comparação dos métodos utilizados para o cálculo teórico da carga horizontal última.

Tabela 4.33- Comparação das cargas últimas obtidas pelos métodos de Broms (1964b) e Meyerhof (1995) com as calculadas pelos métodos de Reese *et al.* (1974) e API (1993).

Carga última (kN)		
Broms (1964b)	Reese <i>et al.</i> (1974)	Diferença (%)
	27	23
35	API (1993)	28
	25	
Meyerhof (1995)	Reese <i>et al.</i> (1974)	42
	27	
46	API (1993)	45
	25	

O resultado obtido pelo método de Broms (1964b) foi 23% superior ao calculado por Reese *et al.* (1974) e 25% superior ao obtido pelo método API (1993). O método de Meyerhof (1995) forneceu maior valor, sendo 42% superior ao calculado por Reese *et al.* (1974) e 45% superior ao obtido pelo método API (1993).

É importante ressaltar que os métodos de Broms (1964b) e Reese *et al.* (1974) forneceram valores de cargas últimas (35 kN e 27 kN, respectivamente) que concordam com o ponto de inflexão evidenciado na curva carga vs deslocamento obtida na condição natural do solo. Pois, nota-se, que a partir de uma carga de aproximadamente 32 kN a curva apresenta uma variação

rápida de deslocamentos. Ou seja, nesse ponto o solo sofre uma perda importante de resistência, que dá início ao trecho elastoplástico da curva.

4.6.4 Comparação entre os métodos de extrapolação da curva carga vs recalque e os métodos teóricos

Na Figura 4.49 são apresentados os valores médios das cargas últimas obtidas pelos métodos de extrapolação e teóricos para as duas condições do solo.

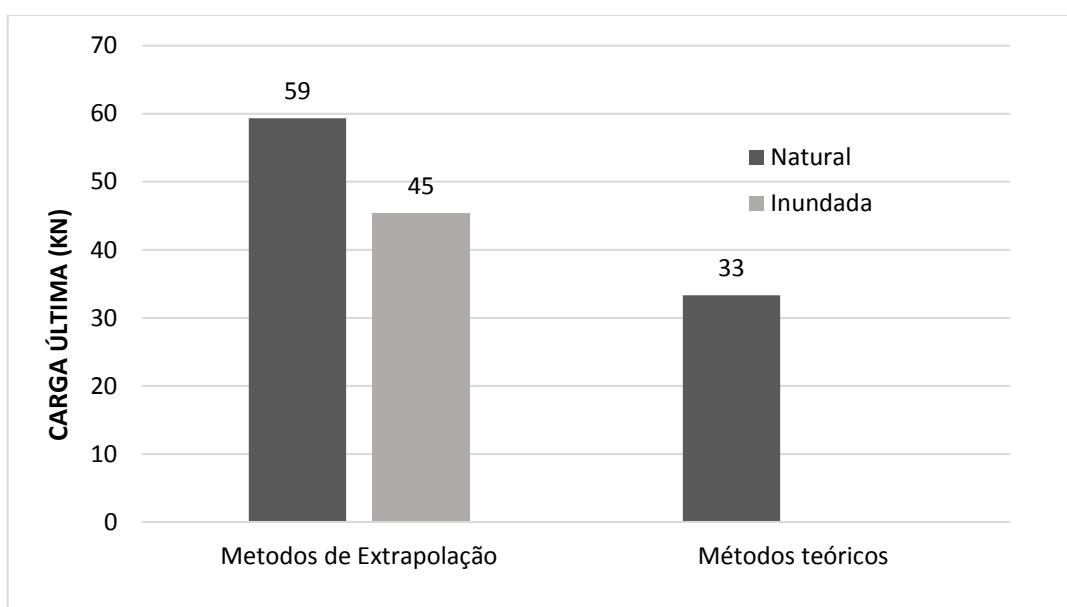


Figura 4.49– Valores médios das cargas últimas obtidas pelos métodos de extrapolação e teóricos.

Nota-se que os métodos de extrapolação forneceram valores elevados, em média 44% superiores aos obtidos pelos métodos teóricos. Assim no caso de escolher os métodos de extrapolação para a análise de estacas carregadas horizontalmente, recomenda-se o emprego de um fator de segurança que reduza o valor de resistência e aumente a confiabilidade no projeto.

4.7 Análise através do software RSPile

Com o objetivo de simular as mesmas condições do ensaio foi imposta à estaca uma carga igual à carga máxima atingida na prova de carga com o solo na condição natural, ou seja 49 kN. A

carga foi aplicada 17 cm acima da superfície do terreno conforme foi realizado na prova de carga e, considerando a escavação de 0,5 m de profundidade realizada ao redor do topo da estaca, foi adotado um comprimento embutido no solo de 4,5 m. Assim, após a inserção da carga foram obtidos os diagramas em profundidade de deslocamentos, momentos e cortantes apresentados na Figura 4.50.

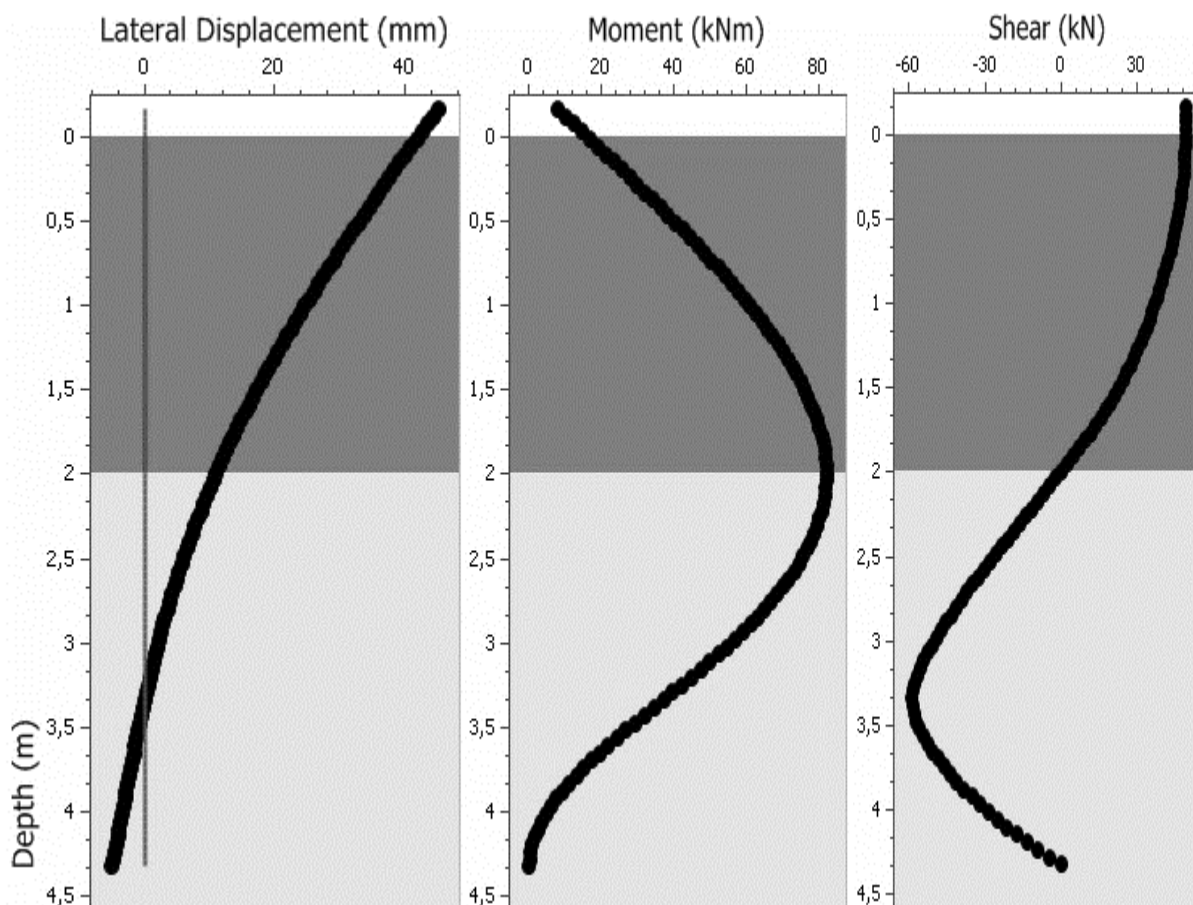


Figura 4.50– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile.

Nota-se que o deslocamento máximo obtido a uma distância de 17 cm acima da superfície do terreno foi de 45 mm. Esse deslocamento é aproximadamente 3 vezes superior ao obtido na prova de carga e 4,5 vezes superior ao obtido na análise numérica. O momento máximo foi de 82 kN.m, localizado a uma profundidade de 2 m, a cortante máxima foi de 59 kN e, como era esperado, coincidiu com a profundidade de rotação que foi de 3,3 m. Nota-se que o comportamento adotado pela estaca foi próximo ao comportamento característico das estacas curtas, pois girou como um corpo rígido em torno de um ponto localizado a uma profundidade de 3,3 m.

Levando em consideração a classificação textural do solo, foram obtidos resultados do RSPile considerando a primeira camada como argila. Assim, foi necessário inserir para a primeira camada os dados de peso específico natural do solo (γ), deformação do solo correspondente a 50% da tensão de ruptura (ε_{50}) e coesão (c). O valor de ε_{50} foi definido em função da coesão, geralmente para um valor inferior a 24 kPa é adotado um valor de ε_{50} de 0,02. Foram obtidos os resultados apresentados na Figura 4.51.

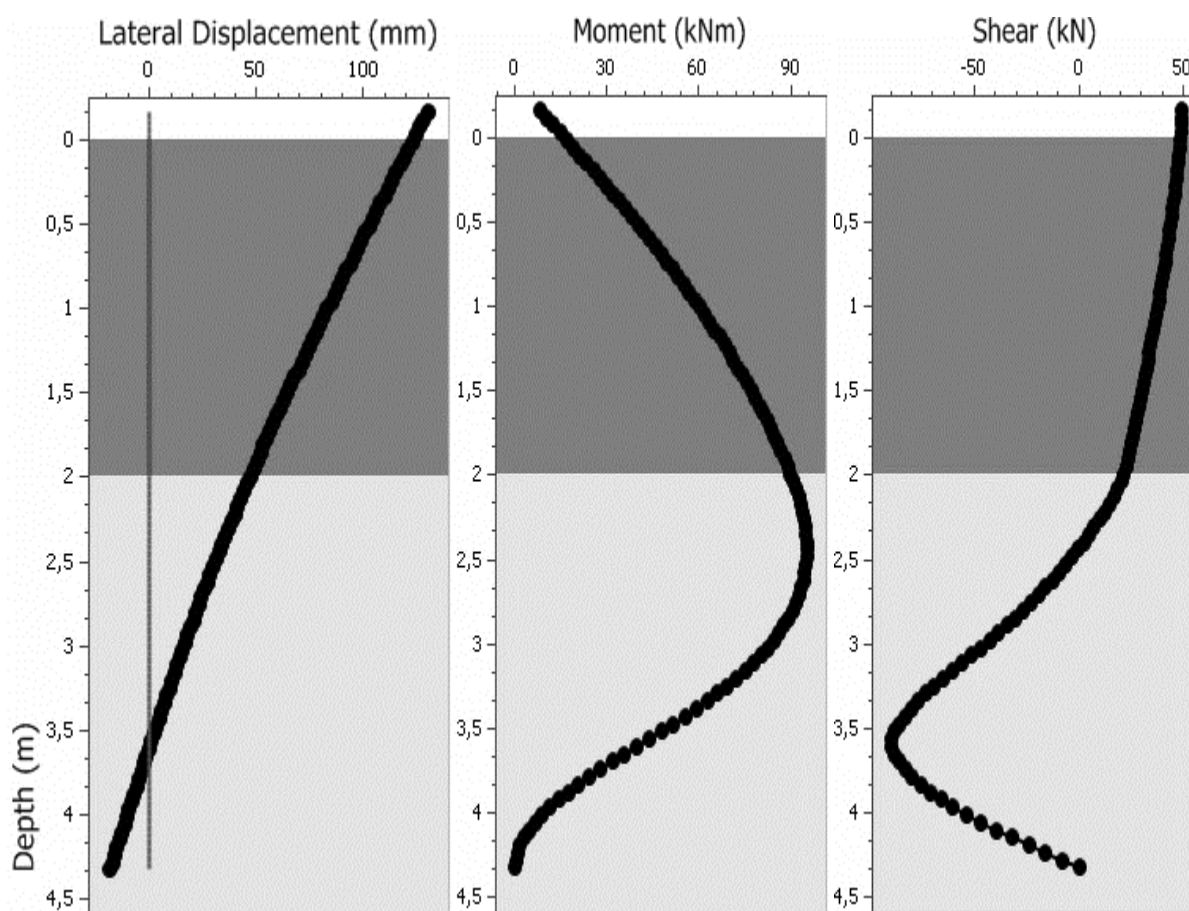


Figura 4.51– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile considerando a primeira camada do solo como argila.

Observa-se que considerando a primeira camada como solo argiloso, foi obtido um deslocamento máximo de 130 mm, esse deslocamento é aproximadamente 3 vezes superior ao obtido considerando o solo arenoso. O momento máximo foi de 96 kN.m, localizado a uma profundidade de aproximadamente 2,5 m e o cortante máximo foi de 90 kN. Embora o solo da primeira camada é texturalmente classificado como argila, o principal parâmetro de resistência das argilas apresenta valores baixos nessa camada ($c = 7,6$ kPa), fato que justifica os valores elevados nessa análise.

Com o objetivo de atingir deslocamentos próximos aos obtidos na prova de carga, foi realizado um ajuste por retroanálise dos parâmetros de resistência do solo. A retroanálise foi realizada para as duas situações analisadas anteriormente, ou seja, definindo a primeira camada do solo como areia e como argila. Quando foi considerada a primeira camada como areia o parâmetro ajustado foi o ângulo de atrito (ϕ), já quando foi considerada como argila o parâmetro ajustado foi a coesão (c).

Quando foi realizada a retroanálise considerando a primeira camada como areia foram obtidos resultados próximos aos atingidos na prova de carga com um ângulo de atrito de 34 graus ($\phi = 34^\circ$). No entanto, quando foi realizada a retroanálise considerando a primeira camada como argila foram obtidos resultados satisfatórios com uma coesão de 47 kPa ($c = 47$ kPa). São apresentados na Figura 4.52 os resultados com o ângulo de atrito ajustado e na Figura 4.53 os resultados com a coesão ajustada.

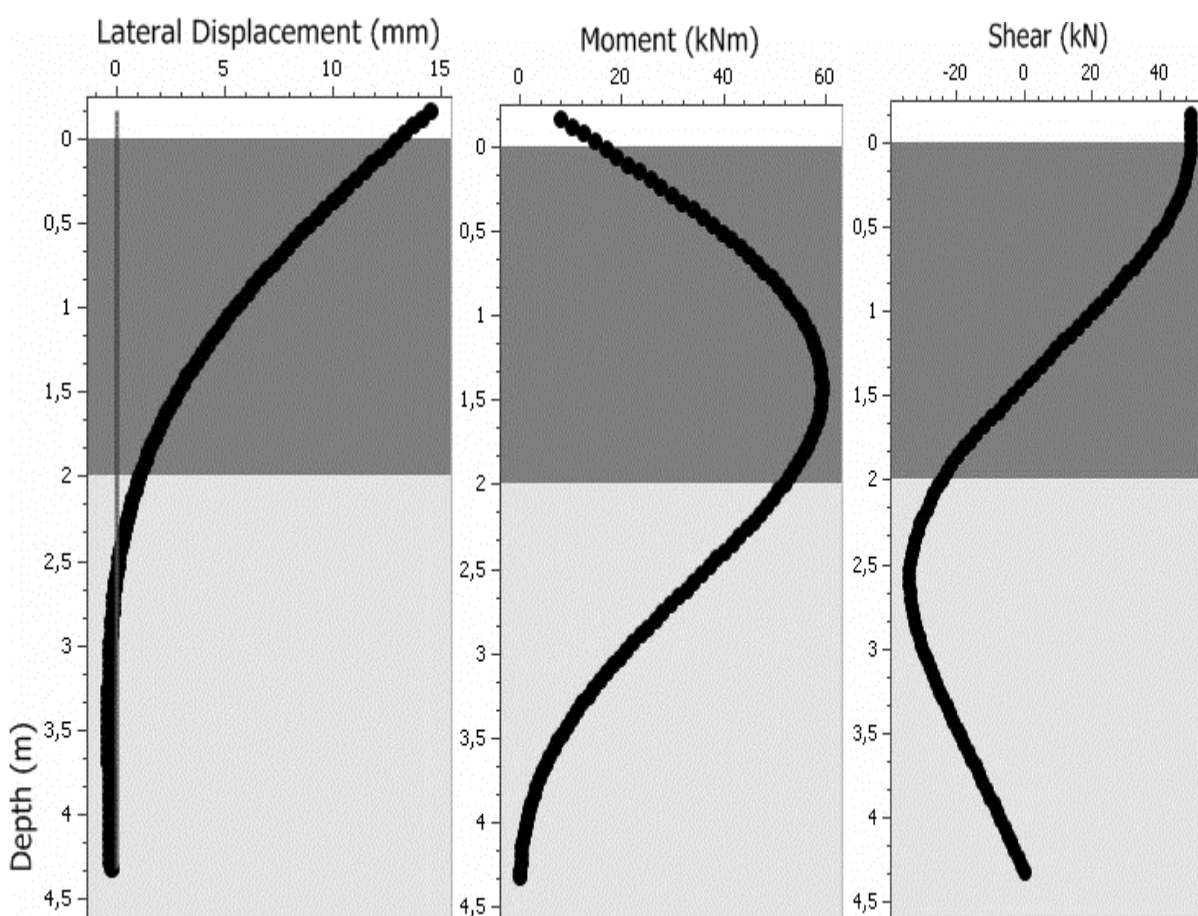


Figura 4.52– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile com parâmetro de ângulo de atrito ajustado.

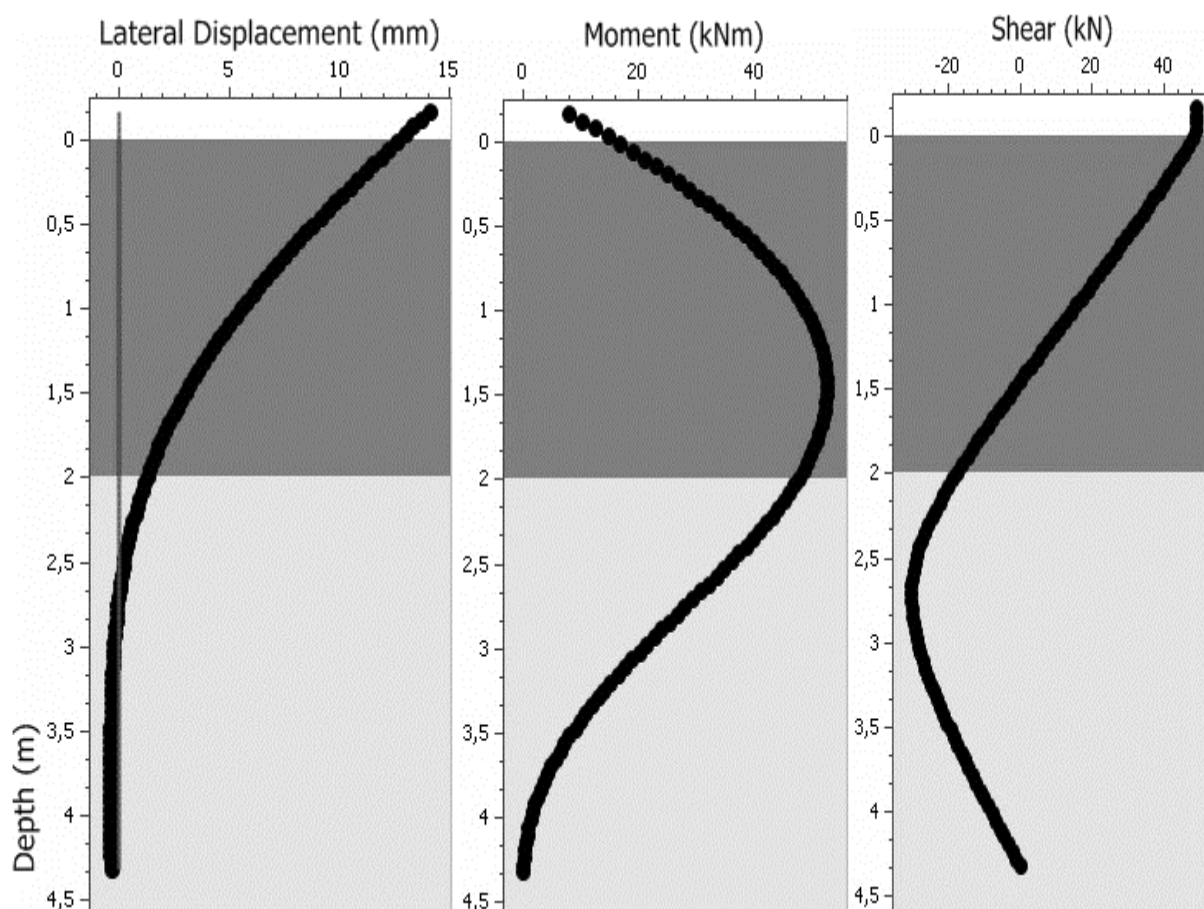


Figura 4.53– Diagramas em profundidade de deslocamento, momento e cortante obtidos do software RSPile com parâmetro de coesão ajustado.

Nota-se que os resultados obtidos nas duas análises foram praticamente iguais, com deslocamentos máximos de 14 mm, iguais ao medido na prova de carga, momentos máximos localizados numa profundidade de 1,5 m e cortantes máximos de aproximadamente 32 kN a uma profundidade da ordem de 2,5 m. O comportamento da estaca foi característico das estacas longas, apresentado uma profundidade a partir da qual não foram evidenciados mais deslocamentos.

De acordo ao software RSPile o solo do campo experimental não tem um comportamento específico de um solo argiloso ou arenoso, pois como foi evidenciado anteriormente foi necessário realizar um ajuste dos parâmetros para atingir resultados próximos aos obtidos experimentalmente. Este fato era esperado, considerando a complexidade existente em classificar e analisar granulométrica e mecanicamente, os solos lateríticos tropicais.

5. CONCLUSÕES

- Foram obtidas as curvas carga *vs* deslocamento para as duas condições do solo estudadas (natural e inundada) e para as duas análises realizadas (experimental e numérica). Embora o formato das curvas numéricas foram diferentes ao evidenciado nas curvas experimentais, as curvas numéricas foram próximas às experimentais, pelo qual os resultados consideram-se satisfatórios.
- Os dados experimentais forneceram na condição natural do solo e utilizando as três expressões analisadas, valores de n_h variando de 11,7 MN/m³ a 14,7 MN/m³. Na condição inundada, os valores variaram de 6,8 MN/m³ a 8,8 MN/m³. Através da análise numérica na condição natural foram obtidos valores de n_h que variaram de 11,1 MN/m³ a 14,9 MN/m³. Na modelagem na condição inundada, os valores de n_h variaram de 4,2 MN/m³ a 5,4 MN/m³. A proximidade dos valores de n_h obtidos através das duas análises permite corroborar a aceitabilidade dos valores numéricos.
- A partir dos resultados obtidos pelo inclinômetro foram calculados os valores de n_h a partir de dados que se ajustam às condições para a utilização da expressão 2.58, esses valores obtidos foram próximos aos calculados anteriormente. Sendo assim, no caso de considerar a distância desde a superfície do solo até o nível de aplicação da carga, recomenda-se a utilização dessa expressão.
- A inundação do solo provocou uma redução da sucção o que provocou uma diminuição significativa do valor de n_h , essa redução foi próxima às evidenciadas em pesquisas anteriores no mesmo Campo Experimental.
- Foram obtidos os deslocamentos em profundidade através do inclinômetro para as duas condições do solo, os resultados indicaram que os deslocamentos atingiram profundidades iguais nas duas condições, discordando dos resultados numéricos.
- Foram calculados os valores de carga última através de dois métodos teóricos e dois métodos de extrapolação. Alguns resultados teóricos foram próximos aos pontos de inflexão evidenciados nas curvas carga *vs* deslocamento, o que indica a possibilidade de utilização desses métodos.

- As curvas p - y geradas através dos métodos de Reese et al. (1974) e API (1993) apresentaram discrepâncias devido ao formato que adota cada método no traçado das curvas, porém as reações últimas foram próximas para cada profundidade analisada.
- Foram comparados os resultados experimentais com os obtidos através do software RSPile, porém para obter resultados satisfatórios foi necessário realizar uma retroanálise, pois como é típico dos solos lateríticos, o solo em questão não tem um comportamento específico de argila ou areia.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Análise Granulométrica**. NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. **Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável**. NBR 14545. Rio de Janeiro, 2000.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Determinação do Limite de Liquidez**. NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Determinação do Limite de Plasticidade**. NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. **Ensaio de adensamento unidimensional**. NBR 12007. Rio de Janeiro, 1990.

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. Estacas – **Ensaio de carregamento dinâmico**. NBR 13208. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. **Provas de Carga estática**. NBR 12131. Rio de Janeiro, 2006.

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. **Solo - ensaio de compactação: procedimento**. NBR 7182. Rio de Janeiro, 1986.

AHMED, M. A. N. **Experimental and theoretical studies of laterally loaded finned piles in sand**. Can. Geotech. J. Vol. 51, p. 381-393. 2014.

ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. **Lateral Load Tests on Piles**. Arkansas River Project. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 96, nº SM5, 1970, p. 1583-1604.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo. Edgar Blücher. 1989. 169 p.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Editora Edgar Blücher Ltda, 1 ed., 152p, 1991.

ALONSO, U. R. **Recomendação para Realização de Prova de Carga Horizontal em Estacas de Concreto Armado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, VIII. 1986. Anais... ABMS. Vol. 7, p.261 -276.

ALVES, D. F. **Avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente**. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Ramo de Estruturas e Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Dezembro, 2012.

AMANN, K. **Análise matemática e paramétrica dos métodos de interpretação da curva carga x recalque de estacas**. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 11., 2008, Coimbra. Anais... Coimbra: 2008. CD-ROM.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design**. API recommended practice 2a-wsd (RP 2A-WSD), American Petroleum Institute, Washington D.C., 21 Edition. 1993.

AOKI, N. **Considerações sobre o a capacidade de carga de estacas isoladas**. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Universidade Gama Filho. Rio de Janeiro, 1976, 44p.

ARAÚJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. 2013. 253p.

BORGES, J. J. S.; FREITAS, M. L. A.; ANJOS, F. A.; CRUZ, H. M.; TORRES, M. S.; FERREIRA, S. R. **Avaliação do Módulo de Elasticidade, Resistência de Ponta e Variação de Volume em Campo com e sem Inundação em Solo Colapsível**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2016. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. ABMS, Outubro, 2016.

BORN, R. B. **Efeito de Grupo em Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a Solos Melhorados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2015.

BRINKGREVE, R. B. J. **PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses – 2D User's Manual**. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands. 2002.

BROMS, B. B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils**. JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM2. 1964 (a).

BROMS, B. B. **Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils**. JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, SM3. 1964 (b).

BRINCH HANSEN, J. **The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces**. The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin, n. 12. 1961. p.59.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, 2015. p. 759.

CHIK, Z. H.; ABBAS, J. M.; TAHA, M. R.; SHAFIQU, Q. S. M. **Time Dependent Influence On The Lateral Response Of Single Pile Subjected To Lateral Load**. Malaysian Journal of Civil Engineering 24(2). p. 187-201. 2012.

CHIN, F. K. **Estimation of the Ultimate Load of Piles not carried to Failure**. Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 1970, pp. 81-90.

CINTRA, J. C. A. **Carregamento lateral em estacas**. São Carlos. EESC – USP. 1ª edição. 1982. 85p.

CINTRA, J. C. A. **Uma Análise de Provas de Carga Lateral em Estacas e Comparação com os Métodos da Teoria de Reação Horizontal do Solo**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos-USP. 150 p. 1981.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos/SP: EESC/USP, 99p. 2009.

CLAYTON, C.; MILITITSKY, J. **Efeitos da execução de estacas escavadas em solos argilosos nas propriedades do sistema solo-estaca**. Revista Solos e Rochas. São Paulo. v.4. 1981. p.15-28.

COX, W.R.; REESE, L.C.; GRUBBS, B.R. **Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand**, Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1974, pp. 459-472. Paper No. 2079.

DAS, B. M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**. 5ta. Edición. ISBN 970-686-481-4. Ed. International Thomson Editores S.A, 2006, 766 pp.

DAVISSON, M. T. **High Capacity Piles**. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, 1972, Illinois Section, Chicago, March 22, p. 81-112.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Highway Research Record, no 333, Pile Foundations, National Research Council, Washington, D.C., 1970, p.104-112.

DE BEER, E. E. **Piles Subjected to Static Lateral Loads**. IX ICSMFE. 1977.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, III SEFE, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v.1, p. 215-224.

DÉCOURT, L. **Load-deflection prediction for laterally loaded piles based on N-SPT values**. Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, A.A. Balkema, v.01, 1991, p.549-555.

DÉCOURT, L. **Provas de Carga em Estacas Podem Dizer Muito Mais do Que Têm Dito**. SEFE VI, São Paulo, 2008, vol. 1, pp. 221 – 245.

DEL PINO JÚNIOR, A. **Análise do Comportamento Estrutural de Estacas Brocas solicitadas por Esforços Transversais**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de Ilha Solteira. UNESP, 2003.183p.

FAN, C. C.; LONG, J. H. **Assessment of Existing Methods for Predicting Soil Response of The Laterally Loaded Piles in Sand**. Computers and Geotechnics. 2005. p.274-289.

FELLENIUS, B. H. **The analysis of results from routine pile load tests**. Ground Engineering, p. 19-31, Sep. 1980.

FIGUEIREDO FERRAZ, J. C. **Fundações por Blocos**. Boletim Técnico do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - BT/PEF-8503. 1985.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-088/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253p. 2013.

FUNDESP. **Fundações Especiais**. Disponível em: <www.fundesp.com.br>.2006.

GALVAN, R. C. **Manual de cimentaciones profundas**. Capítulo 7: pruebas de carga. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. Mexico D.F. Mexico, 2001. 375p.

GARCIA, J. R. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. Dissertação (Doutorado). Unicamp/SP. 2015. 111p.

GON, F. S. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. SP. 2011.

GONÇALVES, R. L. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/Pr**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina. 2006.

HETÉNYI, M. **Beams on elastic foundations**. In: Poulos e Davis (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, J. Wiley, New York. 1946.

HO-YOUNG, C.; SEUNG-RAE, L.; HYUN-IL, P.; DAE-HONG, K. **Evaluation of Lateral Load Capacity of Bored Piles in Weathered Granite Soil**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139 (9). September 2013, p. 1477-1489.

KASSOUF, R. **Análise de Prova de Carga em Tubulão a Céu Aberto Submetido a Esforço Horizontal em Solo Não Saturado de Diabásio da Região de Campinas**. Dissertação (Mestrado). Unicamp/SP. 2012. 111p.

KERR, A. D. **On the stress analysis of rails and ties**. American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659, 1978. p. 19-43.

KIM, Y.; JEONG, S. **Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil–pile interaction**. *Computers and Geotechnics* (38), 2011. p. 248–257.

KOCSIS, P. **Discussion of Lateral Load Test on Piles – Arkansas River Project.** JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION, ASCE, v. 97, SM6, p. 932-935. 1971.

MATLOCK, H. **Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay.** Proceedings of the II Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, (OTC 1204): 577-594. 1970.

MATLOCK, H.; REESE, L. C. **Foundation analysis of offshore pile supported structures.** Proc. Fifth Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, v.2, 1961, p.91-97.

MAZURKIEWICZ, B. K. **Test loading of piles according to polish regulations.** Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Comm. on Pile Research Report, n° 35, 1972, 20p.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 224p. 2004.

MEYERHOF, G. G. **Behavior of Pile Foundations under Special Loading Conditions.** 1994 R. M. Hardy Keynote Address, Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, no. 2, 1995, pp.204-222.

MICHE, R. J. **Investigation of piles subject to horizontal forces.** Application to Quay Walls. Journal of the School of Engineering, no 4, Giza, Egipt, apud Velloso 1966, 1930.

MIER, J. M. **Manual de cimentaciones profundas.** Capítulo 3: Diseño Geotécnico. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. Mexico D.F. Mexico, 2001. 375p.

MIGUEL, M. G.; CINTRA, J. C. **Provas de carga horizontal em estacas do tipo raiz em solo colapsível.** Revista Solos e Rochas. São Paulo, v.19, 1996, p.217-229.

MIGUEL, M. G. **Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP.1996.168p.

MIRANDA JÚNIOR, G. **Estacas Submetidas a Esforços Horizontais em Solos Colapsíveis do Interior de São Paulo nas Condições Natural, Melhorada e Inundada**. Tese (Doutorado). Campinas/SP. 2006. 328p.

MOHAN, D.; JAIN, G. S.; JAIN, M. P. **A new approach to load tests**. Geotechnique, v. 17, n. 3, p. 274-283, 1967.

MURCHISON, J.M.; O'NEILL, M.W. **Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils**. Proceedings of Analysis and Design of Pile Foundations. pp. 174-191. 1984.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de desempenho**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. S.; FROTA, R. G. Q.; NIYAMA, S. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Editora Pini, 1996, p. 723-751.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo, VILLIBOR, 1995.

PÉREZ MORE, J. Z. **Análise Numérica de Cortinas Atirantadas em Solos**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC), 2003.

PLAXIS 3D FOUNDATION. **Foundation user manual**. Version 1.5. Edited by R. B. Brinkgreve and W. M. Swolfs. PLAXIS INC.

POULOS, H. G. **Behavior of laterally loaded piles: I-single piles**. J. Soil Mech. Found. Div., 97(5), p. 711–731. 1971.

POULOS, H. G. **Behavior of laterally loaded piles: II - Pile Groups**. ASCE, v. 97, 1971, p. 733-751.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. John Wiley & Sons Inc., New York, 1980, 397p.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**. Rolla. 884 p.1990.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. **Analysis of laterally loaded piles in sand**. Proc. 6nd Annual Offshore Technology Conference, paper OTC n°2080, Dallas Texas, p. 473-483. 1974.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. **Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay**. Proceedings of the VII Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2(OTC 2312): 672-690. 1975.

REESE, L.C.; NYMAN, K. J. **Field load test of instrumented drilled shafts at Islamorada, Florida**. A report to Girdler Foundation and Exploration Corporation (unpublished), Clearwater, Florida. 1978.

REESE, L.C.; VAN IMPE, W.F. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading** Rotterdam. Balkema. 463p. 2001.

RIBEIRO, G. W. **Estudo da Influência da Saturação na Interação Solo de Fundação/Estaca De Solo Cimento**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-060A/99, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126p. 1999.

ROBERTSON, P. K, CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D, GREIG, J. **Use of piezometer cone data**, Proc. In-Situ 86, Specialty Conference, ASCE, Blacksburg,.1986. p. 1263-1280.

RODRIGUEZ, T. G. **Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaio SPT e CPT**. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2013.

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. Dissertação de Mestrado Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. SP: [s.n.]. 166p. 2011.

SILVA, R. R. C.; PEREIRA G. A. **Prova de Carga Horizontal em Estacas Injetadas Autoperfurantes em Solos Arenosos**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2016. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. ABMS, Outubro, 2016.

SOUSA, C. T. **Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Ações Horizontais**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia do Porto, Portugal. 2006. 266p.

TEIXEIRA, C. F. **Análise Numérica de Ensaio em Solo Reforçado com Geogrelha**. Rio de Janeiro, 2006. 171p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC -Rio).

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction**. Géotechnique, London, v. 4, no 4, December, 1955, p.297-326.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

U.S.NAVY. **Design manual: Soil Mechanics, foundations and earth structures**. NAVDOCKS DM-7, Washington, D.C. 1962.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile**. in: CONFERENCE ON SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 3, Zurich, Proceedings, Zurich, v. 2, 1953, p.84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos. 210. 528p.

VIECILI, C. **Determinação dos Parâmetros de Resistência do Solo de Ijuí a Partir do Ensaio de Cisalhamento Direto.** Trabalho de Conclusão do Curso, Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 76p. 2003.

VIEIRA, A. R. R. **Avaliação da capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação.** Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Ramo de Estruturas e Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Janeiro, 2013.

WELCH, R. C.; REESE, L. C. **Laterally loaded behavior of drilled shafts.** Research Report 3-5-65-89. Center for Highway Research. University of Texas, Austin. 1972.

ZAMMATARO, B. B. **Estudo de Comportamento de Estacas Tipo Escavadas e Helice Continua Submetidas a Esforços Horizontais.** Tese de Mestrado. Unicamp. 2007. 187p.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; ZHU J.Z. **The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals.** Butterworth Heinemann Ed., 7th Edition, London, 2013.

ZUQUETTE, L. V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras.** Tese de Doutorado. EESC/USP, 3 v. 1987.